



M 2015



DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE ULTRAPASSAGEM EM ESTRADAS DE DUAS VIAS

MARIANA MENDES MOREIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM VIAS DE COMUNICAÇÃO

DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE ULTRAPASSAGEM EM ESTRADAS DE DUAS VIAS

MARIANA MENDES MOREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM VIAS DE COMUNICAÇÃO

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Rodrigues

Coorientador: Engenheiro Rui Mário de Oliveira Correia

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2014/2015 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,

Escolhe um emprego que gostes e não terás de trabalhar nem um dia da tua vida.

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Carlos Rodrigues, pela motivação, pelo interesse e por todo o apoio nesta dissertação.

Ao meu coorientador, Eng. Rui Correia, por toda a disponibilidade e ao Jorge Correia pela ajuda com os desenhos em *Civil 3D*.

A todos os meus colegas e amigos de curso que me acompanharam durante estes anos. Particularmente à Joana Ferreira, ao João Nogueira e à Rita Martins.

Aos meus amigos de longa data que estão comigo em todos os momentos, desde sempre. Nomeadamente ao Daniel Pereira.

Às duas pessoas que embarcaram comigo nesta etapa há cinco anos, Sara Moreira e Sara Moutinho.

E por fim, “muito obrigada por tudo” aos meus pais e à minha tia Aurora.

RESUMO

Nas estradas de duas vias e dois sentidos as manobras de ultrapassagem assumem um papel importantíssimo uma vez que, ao contrário do que acontece noutros tipos de estradas, para um condutor as poder realizar terá necessariamente de ocupar a via de sentido contrário, quando o intervalo de tempo entre veículos sucessivos tem amplitude suficiente para que essas manobras se realizem em condições de segurança.

Um dos elementos essenciais no projeto de estradas, de forma a garantir condições de segurança e comodidade, é a visibilidade. Para que um condutor não seja surpreendido por um obstáculo inesperado no seu caminho, as estradas devem sempre garantir que o condutor consiga ter uma distância de visibilidade suficiente para manter o controlo do veículo sem que colida com um obstáculo no seu caminho. Além da distância de visibilidade de paragem e da distância de visibilidade de decisão, a distância de visibilidade de ultrapassagem, exclusivamente para as estradas de duas vias e dois sentidos, assume enorme importância, quer no projeto geométrico, quer na posterior marcação das zonas de permissão e de proibição das manobras de ultrapassagem.

Por outro lado, a percentagem de zonas de não-ultrapassagem existentes numa estrada deste tipo irá naturalmente ter um papel muito significativo nas condições de operação da estrada, que, segundo o HCM (*Highway Capacity Manual*), pode ser avaliada através do Nível de Serviço.

Para o estudo da distância de visibilidade de ultrapassagem analisaram-se as normas de traçado que vigoram em Portugal, revistas pelo INIR (Instituto de Infraestruturas Rodoviárias) e as atuais normas americanas da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*). Estudaram-se ainda vários modelos de ultrapassagem desenvolvidos por diferentes autores, nomeadamente, os modelos da AASHTO (1994 e 2011), Glennon, Hassan *et al.* e Wang *et al.* Posteriormente apresentam-se os critérios usados em Portugal na sinalização de proibição de ultrapassagem e respetiva marcação rodoviária.

Por fim, foi realizada uma aplicação prática com base num projeto de uma estrada de duas vias facultado pelo GEG. Foram verificadas as distâncias de visibilidade de ultrapassagem, quer em planta quer em perfil longitudinal, em perfis espaçados de 20 m, através do *software Autocad Civil 3D*, calculado o Nível de Serviço de acordo com o HCM bem como foram identificados problemas e elencadas propostas de soluções possíveis com vista a garantir uma percentagem adequada das zonas do traçado em que as manobras de ultrapassagem se podem realizar, contribuindo inequivocamente para uma melhoria das condições de operação propiciadas aos utentes da estrada.

PALAVRAS-CHAVE: engenharia rodoviária, estradas de duas vias, distância de visibilidade de ultrapassagem, marcação rodoviária, zonas de ultrapassagem.

ABSTRACT

On two-lane highways passing maneuvers take a crucial role since, unlike on other types of roads, the driver needs to occupy the opposite lane. Therefore, the maneuver has to be performed while the time interval between vehicles is wide enough, in order not to compromise its safety.

One of the essential elements in road project to ensure safety and commodity conditions is visibility. Roads must always guarantee the driver's visibility is enough to maintain control of the vehicle, without crashing, in case an obstacle appears in his path. In addition to stopping sight distance and decision sight distance, passing sight distance takes on a huge importance on two-lane highways, regarding both the geometric project and the subsequent definition of passing zones.

On the other hand, the percentage of non-passing zones on this type of road will, naturally, have a very important role on the definition of operability conditions which, according to HCM (Highway Capacity Manual), may be evaluated through the Level of Service.

To study passing sight visibility were considered both the design norms that prevail in Portugal, reviewed by the INIR (Instituto de Infraestruturas Rodoviárias), and the current American norms of the AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Various models of passing maneuvers developed by different authors were studied, namely, the AASHTO models (1994 and 2011), Glennon, Hassan *et al.* and Wang *et al.* Criteria used in Portugal for no-passing zone signing and standard highway marking are presented afterwards.

Finally, a practical application was made based on a project of a two-lane highway provided by GEG. Passing sight distances were verified on horizontal alignment as well as longitudinal profiles, and in profiles spaced by 20 m, using the software AutoCAD Civil 3D, the Level of Service was calculated according to HCM. Problems were identified and solution proposals were elaborated ensuring an appropriate percentage of passing zones, unequivocally contributing to an improvement in operating conditions afforded to road users.

KEYWORDS: highway engineering, two-lane highways, passing sight distance, standard highway marking, passing zones.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS	1
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. ESTRADAS DE DUAS VIAS	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ELEMENTOS DE PROJETO	3
2.3.1. VELOCIDADE	4
2.3.2. VISIBILIDADE	7
2.3. FUNÇÃO E CLASSIFICAÇÃO	13
2.3.1. CONDIÇÕES BASE	14
2.4. CAPACIDADE E NÍVEIS DE SERVIÇO	14
2.4.1. CAPACIDADE	14
2.4.2. NÍVEIS DE SERVIÇO	15
3. MODELOS DE MANOBRAS DE ULTRAPASSAGEM	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. MODELO AASHTO	20
3.3. MODELO GLENNON	24
3.4. MODELO DE HASSAN, EASA E HALIM	27
3.5. MODELO AASHTO (2011)	31
3.6. MODELO DE WANG E CARTMELL	32
3.7. ANÁLISE COMPARATIVA	38
4. ZONAS DE ULTRAPASSAGEM	41
4.1. INTRODUÇÃO	41

4.2. SINALIZAÇÃO DE PROIBIÇÃO DE ULTRAPASSAGEM	41
4.2.1. MARCAÇÃO DAS ZONAS DE ULTRAPASSAGEM	42
4.2.2. FREQUÊNCIA E COMPRIMENTO DAS ZONAS DE ULTRAPASSAGEM	50
4.3. INCREMENTO DAS ZONAS DE ULTRAPASSAGEM	51
4.3.1. VIAS ADICIONAIS DE ULTRAPASSAGEM	52
4.3.2. VIAS ADICIONAIS EM RAMPA	52
4.3.3 VIAS ADICIONAIS EM DECLIVE	54
 5. CASO DE ESTUDO	 55
5.1. INTRODUÇÃO	55
5.2. MEDIÇÃO DAS DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE DE ULTRAPASSAGEM	55
5.2.1. MEDIÇÃO EM PLANTA	56
5.2.2. MEDIÇÃO EM PERFIL LONGITUDINAL	58
5.3. RESULTADOS	60
5.4. DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO	61
5.4.1. CARACTERIZAÇÃO DO TERRENO	62
5.4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRADA	62
5.4.3. DADOS DE TRÁFEGO	63
5.4.4. CÁLCULO DO NÍVEL DE SERVIÇO	63
5.5. PROBLEMAS OBSERVADOS E POSSÍVEIS SOLUÇÕES	68
5.5.1 PROBLEMAS OBSERVADOS	68
5.5.2 SOLUÇÕES PROPOSTAS	68
 6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	 71
6.1. CONCLUSÕES	71
6.2. PERSPETIVAS FUTURAS	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
 ANEXOS	 77
PLANTA	79
PERFIL LONGITUDINAL	81
PERFIL TRANSVERSAL TIPO	83

RESULTADOS.....	85
RESULTADOS DO SENTIDO 1	86
RESULTADOS DO SENTIDO 2	102
MARCAÇÃO RODOVIÁRIA	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de curvas de distribuição cumulativa de velocidades [3].	6
Figura 2- Elementos de PSD do modelo da AASHTO [4].	21
Figura 3- Distância de visibilidade de ultrapassagem total e seus componentes [15].	23
Figura 4- Fases PSD _G [16].	25
Figura 5- Diagramas tempo-espaço das manobras de ultrapassagem [10].	27
Figura 6- Diagramas espaço-tempo segundo o modelo de Hassan <i>et al.</i> [13].	29
Figura 7- Fases da Ultrapassagem para o modelo de Wang e Cartmell (1998) [17].	33
Figura 8- Polinómio 5º grau para simulação da transição entre linhas paralelas [17].	34
Figura 9- Curva em S usada para o modelo de Wang and Cartmell [17].	34
Figura 10- Variação de S_{psd} com V_{ps} [17].	36
Figura 11- Variação de S_{psd} com V_{pmax} [17].	36
Figura 12- Variação de S_{psd} com V_i [17].	37
Figura 13- Variação de S_{psd} com V_o [17].	37
Figura 14- Sinal vertical de proibição de ultrapassagem [19].	42
Figura 15- Comparação dos modelos da AASHTO e de Glennon [18].	42
Figura 16- Critério de Glennon [4].	43
Figura 17- Sinalização de ultrapassagem de uma curva horizontal [21].	44
Figura 18- Visibilidade total em curva convexa [21].	45
Figura 19- Visibilidade em concordância convexa dependente do raio [21].	45
Figura 20- Visibilidade em concordância convexa dependente do raio e de n [21].	46
Figura 21- Sinalização de ultrapassagem em concordâncias convexas [21].	46
Figura 22- Determinação das zonas de proibição de ultrapassagem em curvas verticais [22].	47
Figura 23- Determinação das zonas de proibição de ultrapassagem em curvas horizontais [22].	48
Figura 24- DMPU [4].	49
Figura 25- Solução teórica [4].	50
Figura 26- Solução prática [4].	50
Figura 27- Secção de quatro vias em estradas de duas vias [7].	51
Figura 28- Secção de três vias em estradas de duas vias [7].	52
Figura 29- Vias adicionais em rampa [3].	54
Figura 30- Circunferência de 440 metros com centro no ponto onde se pretende verificar a DVU.	57
Figura 31- Linhas desde o ponto a verificar a DVU até interseção da circunferência com o eixo da estrada.	57

Figura 32- Linha tangente ao obstáculo no sentido onde a DVU não é cumprida e determinação da distância de visibilidade que garante.....	58
Figura 33- Criação da linha imaginária.....	59
Figura 34- Criação das linhas verticais a 440 metros do ponto que está a ser estudado.	59
Figura 35- Desenho das linhas de verificação da DVU em ambos os sentidos para o perfil longitudinal.	59
Figura 36- Determinação da distância de visibilidade garantida em perfil longitudinal para aquele sentido de circulação.	60
Figura 37- Perfil tipo da estrada (sem escala).	63

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Velocidade base.....	5
Tabela 2 – Velocidade de tráfego nas estradas da Rede Rodoviária Nacional (RRN)	6
Tabela 3- Velocidade a considerar na determinação de vários elementos do traçado.	7
Tabela 4- Distâncias de visibilidade de paragem.....	9
Tabela 5 – Distâncias de Visibilidade de Decisão.	10
Tabela 6 – DVU de projeto segundo a AASHTO [7].	12
Tabela 7- Níveis de Serviço para Estradas de Duas Vias [12].	16
Tabela 8- Elementos da PSD para o modelo da AASHTO (1994) [1].	23
Tabela 9- PSD segundo modelo da AASHTO [1].	24
Tabela 10- PSD segundo modelo da AASHTO (2011) [7].	32
Tabela 11- Distância de Visibilidade de Ultrapassagem para os modelos estudados (m).	38
Tabela 12- Distâncias de Visibilidade e de Marcação (m) [4].	43
Tabela 13- DMPU e LSPU-valores teóricos [4].	49
Tabela 14- Comprimento mínimo das Zonas de Ultrapassagem [7].	51
Tabela 15- Extensão crítica dos traineis [3].	53
Tabela 16- Convergência das vias adicionais em rampa [3].	53
Tabela 17- Resumo da geometria do traçado.....	56
Tabela 18- Resumo dos resultados para o Sentido 1.....	60
Tabela 19- Resumo dos resultados para o Sentido 2.....	61
Tabela 20-Simulação de resultados para diferentes velocidades.	61
Tabela 21- Caracterização dos traineis da estrada.	62
Tabela 22- Valores de E e f_G para os traineis 9 e 11.	65
Tabela 23- Interpolação para o cálculo de $f_{np,ATS}$ (Valores para uma FFS de 100 km/h \approx 99,3)	65
Tabela 24- Interpolação para o coeficiente a.....	67
Tabela 25- Interpolação para o coeficiente b.....	67
Tabela 26- Interpolação para determinar $f_{np,PTSF}$	68

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E SIGLAS

ATS	Velocidade média de tráfego [km/h]
BFFS	Velocidade em regime livre base [km/h]
DMPU	Distância mínima de permissão de ultrapassagem [m]
DVD	Distância de visibilidade de decisão [m]
DVP	Distância de visibilidade de paragem [m]
DVU	Distância de visibilidade de ultrapassagem [m]
E _{ATS}	Fator de equivalência devido à presença de camiões para o cálculo de ATS
E _{PTSF}	Fator de equivalência devido à presença de camiões para o cálculo de PTSF
f _A	Fator de ajustamento devido à densidade de acessos
FFS	Velocidade em regime livre [km/h]
f _{G,ATS}	Fator de ajustamento devido ao tipo de terreno para o cálculo de ATS
f _{G,PTSF}	Fator de ajustamento devido ao tipo de terreno para o cálculo de PTSF
f _{HV,ATS}	Fator de ajustamento devido aos veículos pesados, para o cálculo de ATS
f _{HV,PTSF}	Fator de ajustamento devido aos veículos pesados, para o cálculo de PTSF
f _{LS}	Fator de ajustamento devido à largura das vias e das bermas
f _{np,ATS}	Fator de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem para o cálculo de ATS
f _{np,PTSF}	Fator de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem para o cálculo de PTSF
IT	Percentagem horária dos intervalos de tempo (≥ 25 s) que permitem efetuar uma ultrapassagem
LSPU	Comprimento da linha entre sinais de proibição de ultrapassagem [m]
PHF	Fator de ponta horária
PSD	Distância de visibilidade de ultrapassagem (Passing sight distance) [m]
PSD _G	Distância de visibilidade de ultrapassagem, segundo Glennon [m]
PSD _H	Distância de visibilidade de ultrapassagem, segundo Hassan <i>et al.</i> [m]
PFFS	Percentagem de tempo de circulação com velocidade de regime livre
PR	Percentagem de oportunidades reais de ultrapassagem
PTSF	Percentagem de tempo de percurso em atraso
PTSF _d	Percentagem de tempo de percurso em atraso no sentido em análise
PU	Percentagem de traçado com distância de visibilidade não inferior à DVU
S _{psd}	Distância de visibilidade de Ultrapassagem, segundo Wang <i>et al.</i> [m]

V_{85}	Velocidade de tráfego correspondente ao percentil 85 da distribuição de velocidades [km/h]
VHP	Volume horário de projeto
$v_{p,ATS}$	Débito para o sentido em análise para o cálculo de ATS [uvl/h]
$v_{p,PTSF}$	Débito para o sentido em análise para o cálculo de PTSF [uvl/h]
$v_{o,ATS}$	Débito para o sentido oposto ao analisado para o cálculo de ATS [uvl/h]
$v_{o,PTSF}$	Débito para o sentido oposto ao analisado para o cálculo de PTSF [uvl/h]
$V_{tráfego}$	Velocidade de tráfego [km/h]

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
DNIT	Departamento Nacional de Infraestruturas Rodoviárias
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
GEG	Gabinete de Estruturas e Geotecnia
HCM	Highway Capacity Manual
INIR	Instituto de Infraestruturas Rodoviárias
JAЕ	Junta Autónoma de Estradas
MUTCD	Manual on Uniform Traffic Control Devices
NA	Norma Americana
NMR	Norma de Marcas Rodoviária
NP	Norma Portuguesa
NS	Nível de Serviço
RRN	Rede Rodoviária Nacional

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

A Rede Nacional Rodoviária é constituída, segundo o Plano Nacional Rodoviário de 2000, por 16500 km, sendo que uma larga percentagem desta extensão diz respeito às estradas de duas vias e dois sentidos.

Em todas as estradas e em particular nas estradas de duas vias, os veículos circulam a velocidades distintas, conforme o tipo de condutor, o veículo, as condições climáticas e as características geométricas da estrada. Usualmente a velocidade máxima permitida neste tipo de estradas é de 90 km/h, uma vez que para velocidade superiores é necessário existir separador físico entre as vias de diferentes sentidos de circulação.

Para que um condutor não tenha de reduzir a sua velocidade em função de um veículo mais lento que circule à sua frente, necessita de realizar uma manobra de ultrapassagem. Para que tal aconteça o veículo tem de ocupar a via de sentido contrário ao que circula. Tal facto faz com que as manobras de ultrapassagem sejam consideradas manobras perigosas, uma vez que aumenta a probabilidade de colisões frontais, tipos de acidentes de que resultam quase sempre feridos graves ou vítimas mortais. É por isso importante estudar as manobras de ultrapassagem a fim de se conseguir perceber se a sua realização não põe em risco a segurança dos condutores e dos outros utentes dos veículos.

Para que não se formem filas atrás de um veículo lento é necessário realizar manobras de ultrapassagem, que só poderão ocorrer se duas condições, em simultâneo, estiverem reunidas:

- Intervalo de tempo entre veículos no sentido oposto com amplitude suficiente;
- Distância de visibilidade suficiente.

A primeira condição não é um dado de projeto podendo apenas ser estimado por estudos de tráfego. Já a segunda condição pode e deve estar integrada no projeto geométrico de uma rodovia de modo a aumentar a segurança, diminuir a sinistralidade e garantir boas condições de operação da estrada, quantificadas regra geral através do Nível de Serviço. Assim, é objeto deste trabalho o estudo da distância de visibilidade de ultrapassagem, sendo para tal necessário analisar os modelos de ultrapassagem mais relevantes que foram desenvolvidos e são considerados, explícita ou implicitamente, em algumas normas rodoviárias.

É função ainda da engenharia rodoviária realizar a marcação horizontal da estrada, nomeadamente das linhas axiais que separam os sentidos de circulação. Essas linhas longitudinais devem estar em conformidade com a sinalização vertical de permissão/proibição de ultrapassagem que está intimamente ligada com a distância de visibilidade de ultrapassagem.

A distância de visibilidade necessária para realizar a manobra de ultrapassagem em segurança é um tema onde ainda não há um consenso entre países e autores devido aos inúmeros parâmetros que interferem neste tipo de manobras.

Por outro lado, foram desenvolvidos vários modelos de ultrapassagem para determinar a distância de visibilidade de ultrapassagem, sendo os mais conhecidos o da AASHTO [1] e o de Glennon [2]. Este último, mais realista, considerou a hipótese de, se necessário, o condutor poder abortar a manobra de ultrapassagem até atingir o ponto crítico (conceito criado pelo mesmo autor). A partir deste ponto, o autor assume que é mais seguro concluir a manobra.

Como base nos modelos de ultrapassagem e na distância de visibilidade de ultrapassagem que se considera segura para que as manobras de ultrapassagem se realizem é possível determinar, para um dado projeto de uma estrada, as zonas da estrada em que as manobras de ultrapassagem deve ser permitida ou proibida, resultando uma linha axial descontínua ou contínua, respetivamente.

Esta dissertação é realizada em parceria com o GEG e tem ainda como objeto, respeitando as normas de traçado portuguesas [3] e as normas de sinalização [4], identificar, para um caso de estudo de uma estrada, a distância de visibilidade que garante, em cada ponto do traçado, a percentagem de comprimento da estrada onde se poderão realizar as manobras de ultrapassagem e com base nesse resultado calcular o nível de serviço que a estrada propicia, identificando ainda problemas e propondo soluções possíveis que conduzam a um aumento das condições operação da estrada.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos.

No presente capítulo, “Introdução”, é feito um pequeno enquadramento do tema e introduz os objetivos deste trabalho.

No capítulo 2, “Estradas de Duas Vias”, são apresentadas as características e particularidades deste tipo de estradas, com especial incidência nos elementos de projeto segundo a norma de traçado portuguesa e comparam-se os valores desses elementos com os constantes nas normas americanas (AASHTO). Foi ainda considerada, no presente capítulo, a classificação funcional das estradas de duas vias bem com o método para a determinação do nível de serviço, segundo o *Highway Capacity Manual*.

No capítulo 3, “Modelos de Manobras de Ultrapassagem”, são apresentados os modelos de manobras de ultrapassagem que foram considerados mais relevantes entre os inúmeros modelos existentes.

No capítulo 4, “Zonas de Ultrapassagem”, apresentam-se os critérios utilizados na sinalização de proibição de ultrapassagem que delimitam as zonas de ultrapassagem. Explica-se o método utilizado para a verificação da distância de visibilidade de ultrapassagem em cada ponto de uma estrada, quer em planta, quer em perfil. Expõem-se ainda alguns métodos, previstos quer pelas normas portuguesas quer pelas normas americanas, para o incremento das zonas de ultrapassagem quando o traçado da estrada não garante uma percentagem de zonas de ultrapassagem satisfatória.

No capítulo 5, “Caso de Estudo”, para o projeto de uma estrada são medidas as distâncias de visibilidade, em planta e perfil longitudinal, para pontos da estrada de 20 em 20 m. Como base nessas medições foi proposta a marcação das zonas de ultrapassagem, calculado o nível de serviço oferecido pela rodovia, identificados problemas e propostas soluções possíveis.

No capítulo 6, “Conclusões e Perspetivas Futuras”, são referidas as conclusões finais do presente trabalho e são propostos desenvolvimentos futuros.

2

ESTRADAS DE DUAS VIAS

2.1. INTRODUÇÃO

A rede rodoviária deve, essencialmente, satisfazer duas funções que podem ser consideradas complementares. A primeira diz respeito à mobilidade e está associada às deslocações que decorrem desde a proximidade do ponto de partida até à proximidade do ponto de chegada. A segunda trata-se da acessibilidade aos espaços urbanos e serviços envolventes à via, quer no início, quer no final das viagens.

Assim, de modo a conseguir uma rede que cumpra estas funções de modo eficiente, é geralmente adotada uma classificação funcional das vias, baseada num conjunto de quatro tipologias: duas (vias coletoras ou arteriais e vias distribuidoras principais) ligadas predominantemente, mas com pesos diferentes, à função de circulação e constituindo a rede estruturante fundamental do conjunto do espaço urbano, e as outras duas (vias distribuidoras locais e de acesso local) ligadas predominantemente, mas também com pesos diferentes ao serviço dos espaços onde se pretende dar prioridade à vivência urbana e que constituirão as redes viárias locais [5].

As estradas de duas vias são um elemento fundamental na rede viária. Representam uma significativa parte da mesma e servem uma larga variedade de funções como se poderá ver posteriormente.

Tal como o nome indica, este tipo de estradas, são constituídas por duas vias de tráfego, uma para cada sentido de circulação, sem qualquer separador físico entre elas. Neste tipo de estradas, é usual os veículos circularem a velocidades distintas, razão pela qual as manobras de ultrapassagem assumem um papel de elevada importância. Para que estas se possam realizar, o veículo tem de ocupar a via de sentido contrário ao que circula. Tal facto faz com que, ao contrário do que acontece nos restantes tipos de estradas, o volume de tráfego num sentido terá consequências no tráfego de sentido oposto. Note-se que as manobras de ultrapassagem apenas poderão ser concretizadas se a amplitude temporal entre veículos sucessivos no sentido oposto for suficiente e, obviamente, caso não existam restrições de visibilidade.

2.2. ELEMENTOS DE PROJETO

A geometria do traçado trata das particularidades geométricas dos elementos constituintes do traçado e tem por objetivo fornecer elementos que condicionam a escolha de um traçado que assegure, por um lado, condições de circulação seguras e cómodas para os utentes e, por outro, uma relação “ótima” de custo-benefício para o dono de obra, para uma dada velocidade.

Assim, no que se refere às condicionantes geométricas, em Portugal são utilizadas as normas de traçado da JAE [6], que definem um conjunto de elementos a ser respeitados de modo a atingir os objetivos de um projeto que assegure condições de segurança e comodidade de circulação. Os critérios que assumem maior importância e que serão mencionados no âmbito deste trabalho são a velocidade e a visibilidade.

2.3.1. VELOCIDADE

A velocidade é definida, fisicamente, como a distância percorrida por unidade de tempo, sendo um dos mais importantes elementos do traçado e é com base na mesma que outros parâmetros geométricos relevantes (raio mínimo em planta, inclinação máxima do trainel, perfil transversal tipo, distâncias de visibilidade e raio mínimo das concordâncias verticais) são definidos.

É, no entanto, um elemento de difícil quantificação uma vez que depende de vários fatores. Segundo o *Green Book* da AASHTO [7], esses fatores são os seguintes:

- Capacidades físicas do condutor e do veículo;
- Características físicas da estrada;
- Importância da estrada;
- Condições climatéricas;
- Presença de outros veículos;
- Limitações legalmente impostas à velocidade.

As normas portuguesas (NP) elaboradas pelo INIR [3], como base nas antigas normas do traçado da Junta Autónoma de Estradas (JAE [6]), fazem referência a três definições de velocidade para a definição das características técnico-geométricas do traçado: velocidade base, velocidade de circulação não impedida e velocidade de tráfego.

2.3.1.1. Velocidade Base

A velocidade base ou velocidade de projeto é a máxima velocidade que deverá ser assegurada em todo o traçado e resulta da categoria e função da estrada na rede nacional, tendo em consideração condicionamentos topográficos, ambientais e de ordem económica. Esta velocidade deverá ser estabelecida de modo a atender às condições de segurança, comodidade, mobilidade e eficiência.

Apenas uma pequena percentagem de condutores viaja a uma velocidade extremamente alta e não é economicamente praticável projetar as vias para tais velocidades. Esses condutores terão de circular a uma velocidade inferior à que consideram adequada. Por outro lado, a velocidade de projeto definida não deve de ser praticada em condições ambientais desfavoráveis, uma vez que a estrada poderá ser ineficiente, o que poderá resultar em acidentes, o que vai contra as expectativas dos utilizadores da infraestrutura [7].

Sabe-se que os condutores não ajustam a sua velocidade à categoria da estrada. A velocidade que praticam é função da perceção das limitações físicas da estrada e do tráfego. Portanto, a velocidade base ou de projeto deve atender quer às características físicas e topográficas da via quer às expectativas dos condutores perante a estrada [7]. Na Tabela 1 indica-se a velocidade base a considerar nas estradas nacionais e regionais.

Tabela 1 - Velocidade base [3].

Tipo de Estradas	Velocidade Base (km/h)					
		140	120	100	80	60
Dupla faixa de Rodagem	IP	X ^(a)	X ^(a)	X	-	-
	IC	X ^(a)	X ^(a)	X	X ^(b)	-
Faixa única, com dois sentidos	IC	-	-	(c)	X	-
	EN	-	-	-	X	X
	ER	-	-	-	X	X

^(a) Só em autoestradas ^(b) Neste caso deve ser devidamente justificado o recurso a esta velocidade

^(c) Apenas nos casos em que se preveja a futura duplicação

2.3.1.2. Velocidade de Circulação Não Impedida

A velocidade de circulação não impedida, ou velocidade específica segundo as normas da JAE [6], é a velocidade máxima que pode ser obtida em condições de segurança em qualquer elemento do traçado, considerado isoladamente, isto é, com densidade de tráfego muito baixa e sem condicionantes devido aos restantes condutores nem a outros fatores, como por exemplo condições atmosféricas adversas. Na prática pode considerar-se que um condutor circula livremente quando menos de 25% dos condutores circulam em fila e os intervalos de tempo para os veículos precedente e subsequente são superiores a 6 e 3 segundos, respetivamente [3].

Esta velocidade varia ao longo do traçado, sendo naturalmente maior nos trechos retos que nos curvos, no entanto, esta variação não deve ser superior a 20 km/h.

2.3.1.3. Velocidade de Tráfego

Quando as condições da estrada e do tráfego são tão boas que permitem que os condutores circulem à velocidade que desejam, há sempre uma grande variedade de velocidades em que os diversos condutores optam por viajar. A distribuição cumulativa das velocidades em regime livre, normalmente, tem a forma de S, quando representada como a percentagem de veículos em função da velocidade observada. A velocidade de projeto escolhida deve ter um elevado valor da curva de distribuição de velocidade, isto é, incluir quase todas as velocidades praticadas por cada condutor, sempre que possível [7].

Assim, a velocidade do tráfego é definida a partir da curva de distribuição cumulativa de velocidade numa secção de estrada. Para cada velocidade, determina-se a percentagem de veículos que circulam a uma velocidade igual ou inferior à mesma. A velocidade de tráfego é aquela em que apenas 15% dos veículos excedem essa velocidade. Corresponde, deste modo, ao percentil 85 da distribuição de velocidades (V_{85}).

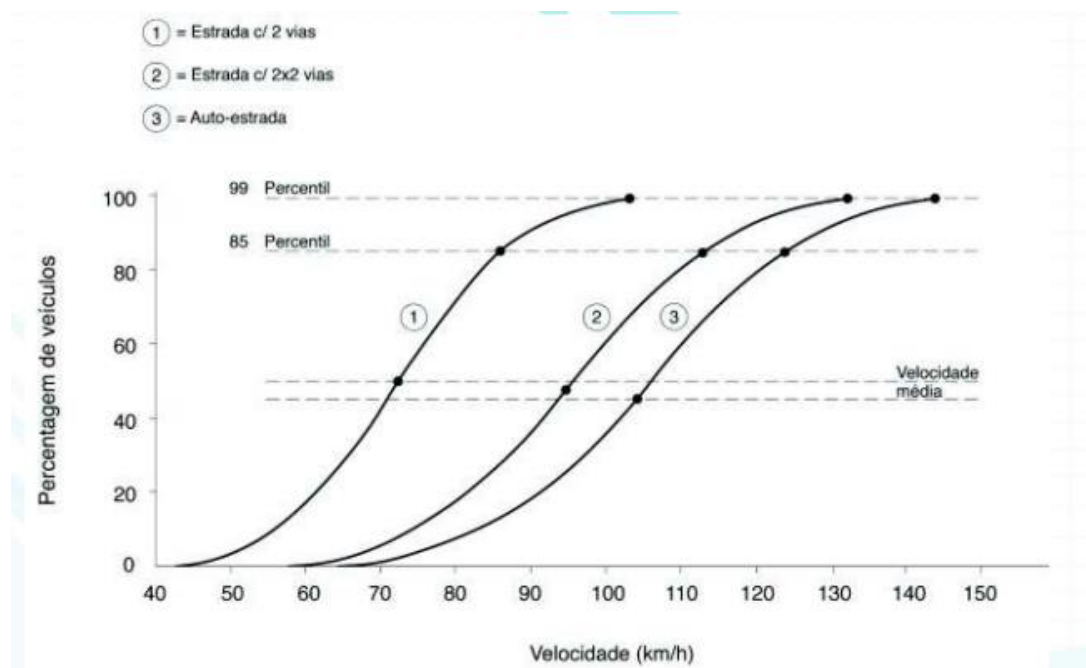


Figura 1 – Exemplos de curvas de distribuição cumulativa de velocidades [3].

No projeto de uma estrada, ambas as velocidades são utilizadas, sendo estabelecida uma correspondência entre a velocidade base e a velocidade de tráfego (Tabela 2). Por outro lado, a opção entre uma ou outra depende do elemento do traçado em questão (Tabela 3).

Tabela 2 – Velocidade de tráfego nas estradas da Rede Rodoviária Nacional (RRN) [3].

Velocidade Base (km/h)	Velocidade de Tráfego (km/h)
40	50
50	60
60	80
70	90
80	100
90	110
100	120
110	125
120	130

Tabela 3- Velocidade a considerar na determinação de vários elementos do traçado [3].

Elementos do Traçado	Velocidade	
	Velocidade Base	Velocidade de Tráfego
Raio mínimo em planta	X	-
Inclinação máxima do tranel	X	-
Perfil transversal tipo	X	-
Distâncias de visibilidade	-	X
Raio mínimo das concordâncias verticais	-	X

2.3.2. VISIBILIDADE

Este é um parâmetro fundamental para a garantia de segurança e eficiência do traçado. A distância de visibilidade é a extensão contínua da estrada visível pelo condutor, considerando que a altura ocular do condutor é de 1,0 m e a altura do objeto sobre a faixa de rodagem é de 1,2 m (medida sobre o eixo da estrada) [8].

O percurso e a velocidade de cada veículo variam bastante dependendo do controlo de cada condutor, das suas capacidades, treino e experiência. Como tal, no projeto das infraestruturas rodoviárias deve sempre garantir-se uma distância de visibilidade suficiente para que todos os condutores consigam manter o controlo da viatura sem colidirem com um obstáculo inesperado no seu caminho [7].

Tanto as NP como o *Green Book* da AASHTO consideram três tipos de distância de visibilidade:

- Distância de visibilidade de paragem;
- Distância de visibilidade de decisão;
- Distância de visibilidade de ultrapassagem.

Porém, a forma como as mesmas são calculadas variam nas duas bibliografias, como se poderá ver nas secções seguintes.

2.3.2.1. Distância de Visibilidade de Paragem

A distância de visibilidade de paragem (DVP) é a mínima distância de visibilidade necessária para um condutor que circula a uma determinada velocidade possa parar o veículo, se necessário, após ver um obstáculo no pavimento.

Esta distância pode ser calculada pela soma de duas parcelas. A primeira diz respeito à distância percorrida pelo veículo desde que o condutor se apercebe da existência de um obstáculo até ao momento em que começa efetivamente a travar (distância percorrida durante o tempo de perceção-reação). A segunda é a distância necessária para parar o veículo desde o instante em que o condutor começa a travar (distância de frenagem).

As NP consideram, para efeitos de cálculo, o tempo de perceção-reação igual a 2 segundos, já as normas americanas (NA) fixam esse valor em 2,5 segundos.

Relativamente à distância de travagem, as variáveis tidas em conta pela NP são a velocidade de tráfego ($V_{\text{tráfego}}$, em km/h), que é, como já foi referido, a velocidade correspondente ao percentil 85 da

curva de distribuição de velocidades, o coeficiente de atrito longitudinal (f_l) e a inclinação do trainel (i , valor que poderá ser positivo ou negativo, conforme o trainel seja ascendente ou descendente, respetivamente).

Assim, a DVP, segundo a norma portuguesa pode ser determinado pela expressão seguinte:

$$DVP = \frac{V_{tráfego}}{1,8} + \frac{V_{tráfego}^2}{254 * (f_l \pm i)} \quad (1)$$

As NA fazem uma abordagem um pouco distinta. Consideram, a velocidade base e a taxa de desaceleração do veículo (a), fixada, com base em vários estudos em $3,4 \text{ m/s}^2$. A distância de frenagem, segundo o *Green Book* é calculada pela seguinte equação:

$$d_b = 0,039 * \frac{V_{base}^2}{a} \quad (2)$$

Assim, DVP, segundo AASHTO, é dada, então, por:

$$DVP = 0,278 * V_{base} * t_{decisão} + 0,039 * \frac{V_{base}^2}{a} \quad (3)$$

O efeito das rampas é também considerado mas separadamente e assim a expressão que permite calcular a distância de frenagem é nestas condições:

$$d_b = \frac{V_{base}^2}{254 * \left[\left(\frac{a}{9,81} \right) \pm G \right]} \quad (4)$$

Na Tabela 4 pode-se comparar as distâncias de paragem segundo as normas de Portugal (INIR) e dos EUA (AASHTO), considerando a estrada em patamar (inclinação longitudinal igual a zero).

Como se pode observar, os valores de DVP são bastante semelhantes em ambos os casos, no entanto, para valores da velocidade até 100 km/h (e $f_l=0,32$) a AASHTO apresenta valores mais conservativos. Já para velocidades superiores a 100 km/h (e $f_l=0,31$), os valores de DVP calculados por ambos os métodos tendem em convergir.

Tabela 4- Distâncias de visibilidade de paragem.

Velocidade (km/h)	Distância percorrida durante o tempo percepção-reação (m)		Distância de frenagem (m)		DVP calculada (m)		DVP de projeto (m)	
	INIR	AASHTO	INIR	AASHTO	INIR	AASHTO	INIR	AASHTO
40	22,2	27,8	19,7	18,4	41,9 ^(a)	46,2	40	50
50	27,8	34,8	30,8	28,7	58,5 ^(a)	63,4	60	65
60	33,3	41,7	44,3	41,3	77,6 ^(a)	83,0	80	85
70	38,9	48,7	60,3	56,2	99,2 ^(a)	104,9	100	105
80	44,4	55,6	78,7	73,4	123,2 ^(a)	129,0	120	130
90	50,0	62,6	99,7	92,9	149,7 ^(a)	155,5	150	160
100	55,6	69,5	123,0	114,7	178,6 ^(a)	184,2	180	185
110	61,1	76,5	153,7	138,8	214,8 ^(b)	215,2	220	220
120	66,7	83,4	182,9	165,2	249,5 ^(b)	248,6	250	250

(a) $f_i=0,32$ (b) $f_i=0,31$

2.3.2.2. Distância de Visibilidade de Decisão

A distância de visibilidade de paragem, usualmente, é suficiente para alertar os condutores a parar rapidamente, em condições normais. No entanto, maiores distâncias podem ser necessárias em situações onde se tenha de tomar decisões mais complexas ou instantâneas, onde a sinalização seja de difícil percepção ou onde manobras inusuais sejam necessárias. Locais típicos onde tal acontece são, por exemplo, os cruzamentos de nível, os nós de ligação, a diminuição do número de vias, as zonas de entrecruzamento, as áreas de serviço e as instalações similares de apoio aos utentes.

A distância de visibilidade de decisão (DVD) é, portanto, a distância de visibilidade necessária para um condutor processar uma informação inesperada, menos fácil de compreender, ou uma alteração nas características da estrada, identificar essa situação, decidir, adotar a velocidade mais conveniente e iniciar e concluir com segurança a manobra.

A NP considera que o tempo de decisão são 12 segundos, assim a DVD pode ser dada, em função da velocidade de tráfego pela seguinte expressão:

$$DVD = 3,3 * V_{tráfego} \quad (5)$$

A determinação desta variável pelas normas americanas (NA) é um pouco mais complexa. A AASHTO [7] considera que a distância de visibilidade de decisão varia em função da localização da via, isto é, se a estrada se encontra em ambiente rural ou urbano, e com o tipo de manobra a realizar perante a situação em que o condutor está envolvido (paragem, mudança de direção, alteração da velocidade ou percurso).

Assim, a NA considera cinco tipos de manobra:

- A: Paragem em estradas rurais ($t_{\text{decisão}} = 3$ s);
- B: Paragem em estradas urbanas ($t_{\text{decisão}} = 9,1$ s);
- C: Alteração de velocidade/percurso/direção em estradas rurais ($t_{\text{decisão}}$ entre 10,2 e 11,2 s);
- D: Alteração de velocidade/percurso/direção em estradas suburbanas ($t_{\text{decisão}}$ entre 12,1 e 12,9 s);
- E: Alteração de velocidade/percurso/direção em estradas urbanas ($t_{\text{decisão}}$ entre 14 e 14,5 s).

Para as manobras do tipo A e B, a distância de decisão é dada por:

$$DVD = 0,278 * V_{\text{base}} * t_{\text{decisão}} + 0,039 * \frac{V_{\text{base}}^2}{a} \quad (6)$$

Já para as manobras C, D e E, DVD é determinado pela expressão 7.

$$DVD = 0,278 * V_{\text{base}} * t_{\text{decisão}} \quad (7)$$

Na Tabela 5 apresentam-se os valores da DVD de acordo com o normativo português (INIR) e americano (AASHTO).

Como seria de esperar, a manobra do tipo D é aquela que apresenta valores mais semelhantes com os resultados obtidos para a NP, já que o tempo de decisão considerado em ambos os casos é muito próximo.

Tabela 5 – Distâncias de Visibilidade de Decisão.

Velocidade (km/h)	DVD (m)					
	INIR	AASHTO				
		A	B	C	D	E
50	200 ^(a)	70	155	145	170	195
60	200	95	195	170	205	235
70	240	115	235	200	235	275
80	270	140	280	230	270	315
90	300	170	325	270	315	360
100	330	200	370	315	355	400
110	370	235	420	330	380	430
120	400	265	470	360	415	470

^(a) Valor a considerar sempre que $V_{\text{tráfego}}$ for menor que 60 km/h

2.3.2.3. Distância de Visibilidade de Ultrapassagem

Nas estradas de duas vias, para que as manobras de ultrapassagem possam ser realizadas, os condutores que a pretendam realizar, terão de ocupar a via da esquerda (destinada ao sentido oposto).

A manobra de ultrapassagem deve ser concretizada sem que haja interferência com o veículo que circula em sentido oposto, isto é, sem que o mesmo tenha de reduzir a sua velocidade. Para que isso seja possível, o condutor do veículo ultrapassante deve ser capaz de ver à sua frente uma distância livre de trânsito que considere suficiente para que consiga iniciar e completar a manobra sem que encontre um veículo opositor no seu caminho. Se o condutor vir que um veículo que circula no sentido oposto está muito próximo e a manobra ainda não esteja totalmente concluída, pode voltar à via da direita sem completar a ultrapassagem [7].

A distância de visibilidade de ultrapassagem (DVU) pode, portanto, ser definida como a mínima distância capaz de garantir que os condutores que pretendam realizar uma manobra de ultrapassagem tenham uma visibilidade que lhes permita completar a manobra em segurança e comodidade. É função da velocidade a que circulam o veículo rápido (ultrapassante), o veículo lento (ultrapassado) e do veículo que circula em sentido contrário, do tipo e características dos veículos envolvidos (pesados ou ligeiros), do tempo de reação do condutor e das características geométricas da estrada no local de ultrapassagem [9].

A norma de traçado portuguesa têm por base o modelo antigo da AASHTO [1]. Nesse modelo, a DVU é medida entre os olhos do condutor, 1,05 metros acima do pavimento e um objeto a 1,30 metros de altura [4].

O INIR [3] fixa o tempo necessário para que a manobra de ultrapassagem seja realizada em segurança em 25 segundos. Deste modo, a distância de visibilidade de ultrapassagem é calculada em função da velocidade de tráfego através da seguinte expressão:

$$DVU = 7 * V_{tráfego} \quad (8)$$

Estudos recentes, mostram que as velocidades do veículo ultrapassante e do ultrapassado se situam entre 1,02 e 1,15 de $V_{tráfego}$ e entre 0,79 e 0,85 de $V_{tráfego}$, respetivamente, em concordância com a utilização de $V_{tráfego}$ na determinação de DVU [4].

A mais recente versão do *Green Book* da AASHTO [7], considera que, se necessário, o veículo ultrapassante pode, voltar à via da direita sem completar a manobra, caso se aperceba que não tem tempo para a completar devido ao aparecimento de um veículo no sentido contraio. Este conceito já tinha sido introduzido por outros autores (Glennon [2] e Hassan, Abd El Halim [10]). Este assunto será abordado com maior pormenor no capítulo 3.

Para efeito de projeto, as NA baseiam-se na mínima distância de visibilidade ultrapassagem definidas para a marcação das zonas de não ultrapassagem nas estradas de duas vias mencionadas no *Manual on Uniform Traffic Control Devices* [11] (Tabela 6).

Tabela 6 – DVU de projeto segundo a AASHTO [7].

Velocidade (km/h)	Velocidades Assumidas (km/h)		DVU (m)
	Veículo Ultrapassado	Veículo Ultrapassante	
40	21	40	140
50	31	50	160
60	41	60	180
70	51	70	210
80	61	80	245
90	71	90	280
100	81	100	320
110	91	110	355
120	101	120	395

Além das condições de segurança e comodidade, também está sempre associado às vias um nível de serviço mínimo que deve garantir. As zonas de ultrapassagem estão intimamente relacionadas com o nível de serviço que a estrada pode garantir. É fácil de compreender que quanto mais as oportunidades que o traçado da estrada proporcionar menos os veículos lentos causarão atrasos e perturbações no fluxo de tráfego.

Cada condutor pode circular à velocidade que deseja, desde que possa efetuar sucessivas manobras de ultrapassagem. As oportunidades que o condutor tiver, ou não, para as realizar irá influenciar o tempo de percurso e a velocidade média do veículo, critérios utilizados na avaliação do nível de serviço nas estradas de duas vias [12].

A frequência e o comprimento das zonas de ultrapassagem dependem, principalmente, da topografia do terreno, da velocidade de tráfego e do custo associado à construção da estrada.

A NP, a fim de assegurar um nível de serviço razoável, fixa um limite mínimo de 40% em toda a via, onde a DVU deve ser garantida.

Pela seguinte expressão pode-se determinar as possibilidades reais de ultrapassagem:

$$PR = IT * PU (\%) \quad (9)$$

Em que:

- PR- percentagem de oportunidades reais de ultrapassagem;
- IT- percentagem horária dos intervalos de tempo (≥ 25 s) que permitem efetuar uma ultrapassagem;
- PU- percentagem de traçado com distância de visibilidade não inferior à DVU.

Onde, IT pode ser obtida por:

$$IT = e^{-0,0018626 \cdot VHP} \quad (10)$$

(O volume horário de projeto-VHP- é o de sentido contrário ao de circulação em análise)

Por vezes, devido à topografia do terreno ou caso sejam esperados elevados volumes de tráfego, não é economicamente viável assegurar o limite de zonas de ultrapassagem mínimo estipulado pela norma. Nestes casos, a norma prevê a implementação de medidas capazes de incrementar as possibilidades de ultrapassagem, nomeadamente:

- Alinhamentos retos mais extensos;
- Vias adicionais, de ultrapassagem, alternadas, em zonas planas ou onduladas;
- Vias adicionais para veículos lentos, nas rampas e nos declives com grande extensão e inclinação;
- Duplicação da faixa de rodagem em certas zonas.

As zonas de estrada onde não seja possível ultrapassar não devem ter extensão superior a 1,5 km e excecionalmente, mediante justificação, a extensão desta zona pode atingir os 3,0 km [3].

2.3. FUNÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

Segundo o *Highway Capacity Manual* (TRC [12]), as estradas de duas vias devem satisfazer, essencialmente, quatro funções: mobilidade eficiente, acessibilidade, entretenimento recreativo e servir as pequenas populações e comunidades.

A **mobilidade** é a principal função da maioria deste tipo de estradas que fazem a ligação entre as principais redes geradoras de tráfego. São, frequentemente, destinadas a viagens de longa distância, como é o caso de viagens em trabalho ou lazer. São desejadas velocidades altas e é de evitar atrasos devido à impossibilidade de ultrapassagem.

A **acessibilidade** é uma função não menos importante nas áreas isoladas ou pouco povoadas. Devem garantir todo o tipo de acesso à população e usualmente a sua procura é reduzida. Apesar de altas velocidades serem benéficas, não é a principal preocupação, mas antes o custo-benefício que a via proporciona. Aqui, o possível atraso provocado pela formação de pelotões começa a ter relevância na qualidade de serviço das infraestruturas.

O **entretenimento recreativo** é outra das funções que deve ser assegurada por algumas destas estradas de duas vias, sempre que seja possível tirar proveito da paisagem e do ambiente envolvente enquanto se viaja, sem interrupções ou atrasos provocados pelo trânsito. Nestes casos, altas velocidades não são expectáveis nem desejáveis.

Uma pequena porção deste tipo de vias **serve as pequenas cidades e comunidades**, onde a densidade populacional é maior que o normal. Tal facto faz com que as velocidades praticadas sejam, naturalmente, mais baixas e próximas do limite inferior. Desde que os troços de estrada não sejam muito extensos, os atrasos devido à incapacidade de ultrapassar não são significativos.

Com base nas funções que podem desempenhar no conjunto da rede viária, as estradas de duas vias podem ser classificadas em três classes distintas:

- Classe I: Refere-se, normalmente, às vias coletoras e distribuidoras principais, onde a função essencial a assegurar é a mobilidade e portanto, os condutores esperam poder viajar a velocidades relativamente altas (até 90 km/h). Representam os mais importantes polos geradores de tráfego. São utilizadas para viagens de média a longa distância e fazem a ligação entre as zonas urbanas.
- Classe II: A esta classe estão, geralmente, associadas as vias distribuidoras e vias de acesso local. Neste tipo de estradas, não são esperadas velocidades muito elevadas e a sua principal função é garantir um adequado acesso da população aos serviços da área envolvente às mesmas. Vulgarmente, servem viagens de curta duração, podem ser usadas no início, fim ou numa porção das viagens mais longas. As vias onde, por limitações geométricas, isto é, onde o terreno for suficientemente acidentado, não seja possível serem praticadas velocidades elevadas, também se inserem nesta classe.
- Classe III: Servem as zonas urbanas, podem ser porções das vias das duas classes anteriores que passam em cidades pequenas ou em zonas de lazer. São estradas onde o tráfego local se mistura frequentemente com o tráfego contínuo, razão pela qual o nível de atividade neste tipo de vias é, normalmente, mais elevado, principalmente nas horas de ponta. Pelas características que lhe estão associadas, as velocidades praticadas serão mais baixas que nas restantes classes.

2.3.1. CONDIÇÕES BASE

O *Highway Capacity Manual* (HCM) define, para as estradas de duas vias, um conjunto de condições base, as quais se podem considerar ideais, na medida em que o incremento das mesmas não será sentido nem terá reflexo no comportamento dos utentes da rodovia.

As condições base são as seguintes:

- Largura da via igual ou superior a 3,6 m;
- Desobstrução lateral igual ou superior a 1,8 m;
- Nenhuma restrição de distância de visibilidade de ultrapassagem dos veículos;
- Apenas veículos ligeiros na corrente de tráfego;
- Terreno plano;
- Ausência de perturbações, no movimento dos veículos, provocadas por mudanças de direção ou por medidas de controlo.

2.4. CAPACIDADE E NÍVEIS DE SERVIÇO

2.4.1. CAPACIDADE

A capacidade representa o limite físico da estrada, isto é o número máximo de veículos que é possível, por unidade de tempo, passar numa dada secção da estrada.

Sobre as condições base supracitadas, as estradas de duas vias têm, de acordo com o HCM, uma capacidade de 1700 uvl/h num sentido e 3200 uvl/h para o conjunto das duas vias. Devido às interseções entre o tráfego dos dois sentidos, típicas deste tipo de vias, quando um dos sentidos alcança a sua capacidade de 1700 uvl/h, o outro sentido fica limitado a uma capacidade de 1500 uvl/h.

É raro observar-se regimes de circulação correspondentes à capacidade, no entanto, em troços de curta extensão como túneis ou pontes, poderá atingir-se o valor de 3400 uvl/h [12].

2.4.2. NÍVEIS DE SERVIÇO

Atualmente, o dimensionamento das infraestruturas rodoviárias é realizado de modo a garantir certas condições de escoamento que terão exigências diferentes conforme a importância que se pretenda atribuir à estrada em estudo. Para o efeito, o HCM [12] introduziu o conceito de Nível de Serviço (NS) que permite avaliar o serviço que a estrada proporciona aos seus utilizadores. Existem seis níveis de serviço designados pelas de A a F:

- **Nível Serviço A:** Nas vias de classe I, os motoristas esperam poder circular a velocidades elevadas, não existir praticamente dificuldade em ultrapassar e filas com mais de três veículos são raras. Nas estradas de classe II, a velocidade é principalmente controlada pelas condições da estrada e são esperadas pequenas filas. Finalmente, para as vias de classe III, os condutores devem ser capazes de circular a velocidade iguais ou próximas da velocidade de circulação em regime livre (FFS – *Free-Flow Speed*), correspondente à circulação em regime livre.
- **Nível Serviço B:** Para as vias de classe I e II começam a fazer-se notar as filas e pode ser necessária alguma redução da velocidade. Nas vias de classe III, começa a ser difícil circular com velocidade igual à FFS, no entanto, a redução de velocidade não é significativa.
- **Nível Serviço C:** A maioria dos veículos já circula em fila e as velocidades são notoriamente mais reduzidas, em todas as classes de estrada.
- **Nível Serviço D:** As filas aumentam significativamente. Nas classes I e II, os condutores sentem bastante necessidade de ultrapassar, no entanto a possibilidade de o fazer é praticamente nula. Uma elevada percentagem de veículos circula em pelotão e o tempo de percurso com atraso é bastante notório. Nas vias de classe III, a queda da FFS é muito significativa.
- **Nível Serviço E:** A procura aproxima-se da capacidade. A ultrapassagem é visualmente impossível, nas classes I e II e o tempo de percurso em atraso é superior a 80%. Para a classe III, a velocidade de circulação é inferior a um terço da FFS. No limite, represente a capacidade da via.
- **Nível Serviço F:** Acontece sempre que o fluxo num ou em ambos os sentidos excede a capacidade. A estrada torna-se inoperacional. Atinge-se o congestionamento nas três classes.

No caso particular das estradas de duas vias, os parâmetros utilizados pelo HCM para a determinação do NS são a velocidade média de circulação, o tempo de percurso em atraso e a percentagem de tempo em que o veículo circula a velocidade igual à FFS.

A velocidade média de circulação (ATS) reflete a mobilidade numa estrada de duas vias e é obtida pela razão entre o comprimento do troço de estrada e o valor médio do tempo gasto a percorrer esse mesmo troço por todos os veículos que circulam num e noutro sentido.

O tempo de percurso em atraso (PTSF) representa a liberdade de manobra, o conforto e a comodidade de uma viagem. É a percentagem média de tempo de percurso em que os veículos são forçados a circular a velocidades mais baixas, devido à impossibilidade de realizar a ultrapassagem dos veículos mais lentos

A **percentagem de circulação à FFS (PFFS)** representa a percentagem de veículos que circulam à velocidade de regime livre ou próximo.

Os critérios utilizados para a determinação do NS não são os mesmos para as três classes de estradas de duas vias. Assim, para a classe I tem-se em conta a ATS e o PTSF, nas estradas de classe II, apenas se utiliza o PTSF, por fim, para a classe III, o critério utilizado é a PFFS.

Na Tabela 7 pode-se observar os limites estabelecidos pelo HCM para cada Nível de Serviço.

Tabela 7- Níveis de Serviço para Estradas de Duas Vias [12].

NS	Classe I		Classe II	Classe III
	ATS (km/h)	PTSF (%)	PTSF (%)	PFFS (%)
A	>90	≤35	≤40	>91,7
B	>80-90	>35-50	>40-55	>83,3-91,7
C	>70-80	>50-65	>55-70	>75,0-83,3
D	>60-70	>65-80	>70-85	>66,7-75,0
E	≤60	>80	>85	≤66,7

2.4.2.1. Metodologia para Determinação do Nível de Serviço

Dependendo do tipo de terreno ou da existência de traineis específicos, que pelo seu declive ou extensão justifiquem um estudo individual, o estudo do NS das estradas de duas vias pode ser realizado de duas formas distintas: análise separada ou conjunta dos dois sentidos da estrada.

Assim, todos os segmentos em terreno montanhoso, isto é, com um traçado que obrigue os veículos pesados a circular a velocidade lenta em extensões significativas ou em intervalos frequentes, ou em rampas com inclinação superior a 3% numa extensão superior a 1 km, devem ser analisados individualmente.

O HCM apresenta uma metodologia resumida em oito passos para chegar ao nível de serviço da estrada em estudo:

- Passo 1: Introdução de dados base como a geometria do traçado, débito, classe da estrada, velocidade média de tráfego medida em campo (S_{FM}) ou velocidade em regime livre base (BFFS).
- Passo 2: Estimativa da velocidade em regime livre. Pode ser medida no local e ajustada aos veículos pesados em circulação ou estimada com base na BFFS e corrigida pelos fatores de ajustamento relativos à diferença das condições base para as reais no que diz respeito à densidade dos pontos de acesso e largura de desobstrução lateral.
- Passo 3: Ajustamento do débito para a velocidade média de percurso. Um novo valor para o débito é estimado, corrigindo o débito medido inicialmente com o valor do fator de ponta horário, fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego e fator de ajustamento devido ao tipo de terreno ou declive.
- Passo 4: Estimativa da ATS. É possível estimar a velocidade média de percurso com os valores anteriormente obtidos nos passos 2 e 3 e aplicando-lhe um fator de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem.

- Passo 5: Ajustamento do débito para a percentagem de tempo com atraso. É realizado de forma semelhante ao passo 4, no entanto, os fatores de ajustamento tomam valores diferentes, o que conduzirá a um valor do débito também ele diferente.
- Passo 6: Estimativa do PTSF. Realizado de modo análogo ao passo 4.
- Passo 7: Estimativa de PFFS. PFFS é obtido simplesmente dividindo ATS por FFS.
- Passo 8: Determinar NS e Capacidade. Através dos valores obtidos nos passos anteriores e comparando-os com os valores limite definidos para cada NS, obtém-se o nível de serviço que a estrada oferece.

É importante referir que para as infraestruturas de classe II, os passos 3, 4 e 7 não são necessários, já para as estradas de classe III, dispensam-se os passos 5 e 6 e apenas nesta classe é efetuado o passo 7.

3

MODELOS DE MANOBRAS DE ULTRAPASSAGEM

3.1. INTRODUÇÃO

Com o crescente aumento do tráfego ao longo dos anos, as manobras de ultrapassagem resultantes das diferentes velocidades entre veículos, começaram a ser cada vez mais recorrentes nas estradas de duas vias e dois sentidos. Uma vez que o nível de serviço nas estradas de duas vias depende da percentagem de zonas de não ultrapassagem, torna-se bastante pertinente o estudo das manobras de ultrapassagem.

Como já foi mencionado no capítulo anterior, para que uma manobra de ultrapassagem seja concretizada com sucesso, o veículo ultrapassante tem de ocupar a via de sentido contrário àquele em que circula, e tal só acontecerá se o intervalo de tempo entre veículos sucessivos no sentido oposto tiver amplitude suficiente e, claro está, se a distância de visibilidade disponível função das características geométricas do traçado esteja garantida.

Este capítulo irá apresentar os modelos de manobras de ultrapassagem desenvolvidos por diferentes autores, seus pressupostos, equações que permitem chegar à distância de visibilidade de ultrapassagem recomendada por cada um deles e uma análise comparativa entre eles.

Geralmente, os modelos são elaborados com atenção ao projeto do traçado da via (critério geométrico) e/ou projeto de marcação rodoviária (critério de sinalização). Este capítulo foca-se apenas no critério geométrico e a marcação rodoviária será estudada posteriormente. Embora, como se poderá ver à frente, dois dos modelos apresentados (Glennon [2] e Hassan, Easa [13]) tenham sido desenvolvidos com reparo a ambos os critérios.

O critério geométrico usado para o traçado das estradas tem a função de garantir condições satisfatórias de operacionalidade, proporcionando frequência adequada de segmentos de estrada com condições que permitam realizar as manobra de ultrapassagens A DVU requerida pelos modelos voltados para o presente critério é significativamente maior que para o critério de marcação rodoviária. Tal acontece para que sejam sempre asseguradas zonas de ultrapassagem com DVU superior ao mínimo, em toda a via [14].

As manobras de ultrapassagem podem ser divididas em dois tipos: **manobras rápidas** ou **manobras de início atrasado**. No primeiro tipo considera-se que o veículo ultrapassante inicia a ultrapassagem sem ter que reduzir a sua velocidade em função da velocidade do veículo que pretende ultrapassar (quando o alcança já se encontra na via da esquerda). No segundo tipo, o veículo ultrapassante segue atrás do veículo que pretende ultrapassar, à mesma velocidade deste, até entrar na zona onde a ultrapassagem é permitida. Este é o tipo de manobra requer maior DVU que o primeiro e é por esse

motivo que são o tipo de manobra mais utilizada pelos modelos de ultrapassagem para o cálculo da distância mínima de visibilidade de ultrapassagem [14].

A DVU varia em função das velocidades dos veículos ultrapassante, a ultrapassar e oposto. Por sua vez, as oportunidades de realização das ultrapassagens dependem da proporção de veículos lentos na corrente de tráfego e da intensidade do tráfego de sentido contrário [4] .

O primeiro modelo apresentado é o da AASHTO [1], sendo o que serve de ponto de partida da maioria dos autores, no que se refere ao critério geométrico e é nele também que as Normas do Traçado Portuguesas se baseia. No entanto, a AASHTO, mais recentemente (em 2011), atualizou o seu modelo, introduzindo-lhe o conceito de ponto crítico, desenvolvido por Glennon e que será explicado à frente.

3.2. MODELO AASHTO

O primeiro modelo criado pela AASHTO para a definição da distância de visibilidade de ultrapassagem surge em 1994 e foi com base nele que muitos outros estudos foram desenvolvidos. É, por esse motivo, um dos mais importantes.

Numa estrada de faixa de rodagem única com duas vias de tráfego e dois sentidos é frequente os condutores terem necessidade de ultrapassar os veículos mais lentos. Para o efeito, é necessário ocuparem a via de tráfego de sentido contrário. Para que a ultrapassagem se realize em segurança o condutor deve ver uma distância à sua frente de modo a poder completar a manobra sem obrigar um terceiro veículo, que circule em sentido oposto, a diminuir a sua velocidade. Quando necessário o condutor pode retomar a mão sem ultrapassar, estando a manobra só parcialmente realizada, se verificar que o veículo de sentido contrário se encontra demasiado próximo [1].

A distância de visibilidade de ultrapassagem (*PSD- Passing sight distance*) é determinada tendo em conta o comportamento dos condutores que varia largamente de condutor para condutor. É, por esse motivo, necessário conhecer o comportamento da maioria dos condutores. O modelo assume que uma ultrapassagem pode ser caracterizada pelos seguintes pressupostos:

- O veículo a ultrapassar circula a velocidade constante;
- O veículo ultrapassante, antes de iniciar a manobra, reduz a sua velocidade, aproxima-se da zona de ultrapassagem e avalia a distância que tem disponível;
- Quando a zona de ultrapassagem é alcançada e a distância avaliada, o condutor do veículo ultrapassante necessita de um período de tempo (tempo de perceção-reação) para, efetivamente, começar o seu movimento;
- O condutor do veículo ultrapassante acelera e a velocidade média atingida durante a ocupação da via da esquerda é cerca de 15 km/h superior à do veículo que ultrapassa;
- Quando o veículo ultrapassante retorna à sua via, existe uma distância de segurança entre ele e o veículo que circula em sentido oposto.

A AASHTO (1994) considera que a manobra de ultrapassagem pode ser realizada em duas fases: a primeira desde o início da manobra (instante de tempo de perceção-reação) até que o veículo ultrapassante se coloca lado a lado com o veículo a ultrapassar; a segunda, desde aí até o condutor terminar a manobra, já completamente de volta à sua via de circulação (Figura 2).

O valor mínimo de PSD pode obtido através da soma de quatro distâncias, igualmente representadas na Figura 2:

- d_1 - Distância percorrida durante o tempo de percepção-reação e durante a aceleração inicial no momento em que começa o movimento para a via da esquerda [m];
- d_2 - Distância percorrida durante o tempo em que o veículo ultrapassante ocupa a via de sentido contrário [m];
- d_3 - Distância, no final da manobra, entre o veículo sujeito e o veículo de sentido contrário [m];
- d_4 - Distância percorrida pelo veículo de sentido contrário durante 2/3 do tempo em que o veículo sujeito ocupa a via de sentido contrário, ou seja, 2/3 de d_2 [m].

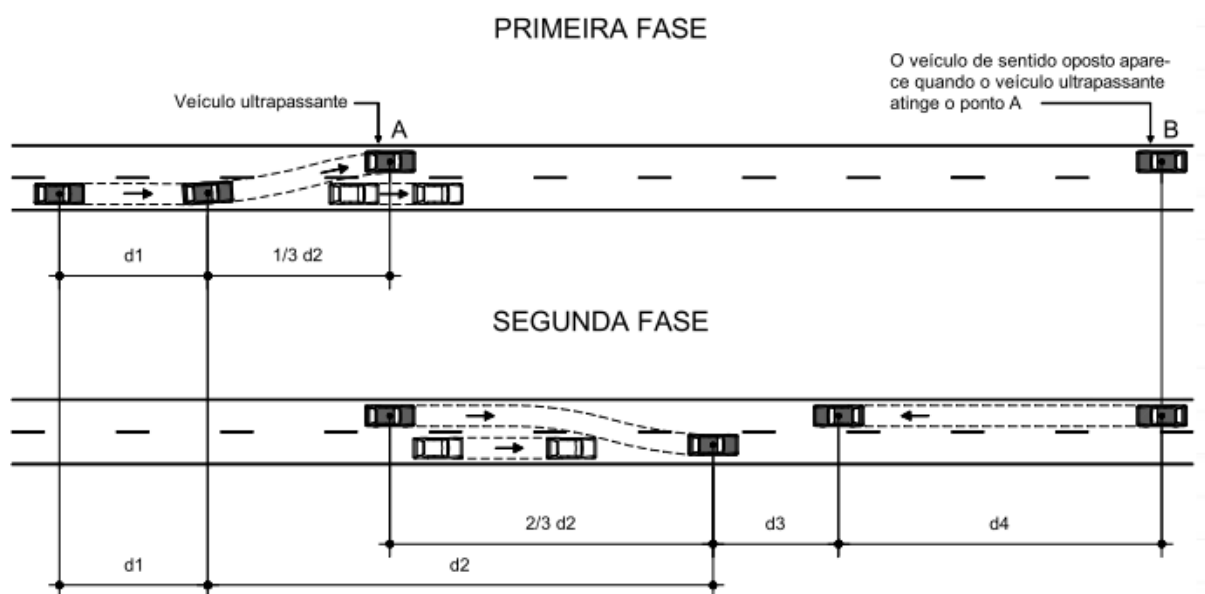


Figura 2- Elementos de PSD do modelo da AASHTO [4].

O presente modelo é desenvolvido segundo uma superfície plana ($i=0$) e apenas considera veículos ligeiros. A DVU é medida entre os olhos do condutor, 1,05 m acima do pavimento, e um objeto com 1,30 m de altura. Essa distância é medida, em estradas de duas vias de tráfego e faixa de rodagem única, sobre o eixo.

A distância inicialmente percorrida pelo condutor que pretende realizar a manobra, d_1 , está associada a um período de tempo t_1 que pode ser dividido em duas parcelas. A primeira diz respeito ao tempo de percepção-reação e a segunda ao tempo decorrido até que o veículo pisa a linha axial da estrada. Esta mesma distância pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$d_1 = 0,278 * t_1 * \left(v - m + \frac{a * t_1}{2} \right) \quad (11)$$

Onde:

- v - Velocidade média do veículo ultrapassante [km/h];
- a - Aceleração média [km/h/s];

- m- Diferencial de velocidades dos veículos ultrapassante e a ultrapassar [km/h];
- t₁- Tempo decorrido na fase inicial da ultrapassagem [s].

O valor da aceleração usada varia entre 2,25 e 2,41 km/h/s e o valor de t₁ varia entre 3,7 e 4,5 segundos e aumentam com o aumento da velocidade média.

Quando à distância percorrida pelo veículo na via esquerda, **d₂**, pode ser obtida pela equação abaixo:

$$d_2 = 0,278 * v * t_2 \quad (12)$$

O modelo assume que o tempo em que o veículo ocupa a via de sentido oposto ao seu varia entre 9,3 e 10,4 segundos.

A distância final entre os veículos ultrapassante e oposto, **d₃**, varia entre 30 e 90 metros e aumenta quanto maior a velocidade de projeto.

Finalmente, a distância percorrida pelo veículo oposto, **d₄**, é considerada no modelo com vista a minimizar as possibilidades de o veículo ultrapassante encontrar um outro veículo no seu caminho, enquanto circula na via de sentido contrário. Esta distância poderia ser considerada durante toda a manobra, no entanto, na primeira fase o veículo ultrapassante ainda não se encontra lado a lado com o veículo a ultrapassar e o condutor, caso observe um veículo em sentido contrario, pode recuar à sua posição inicial. É por este motivo desnecessário considerar a distância percorrida pelo veículo oposto durante a primeira fase da ultrapassagem. Através da posição relativa dos veículos, simulada em computador, conclui-se que o intervalo de tempo em que o veículo circula na via da esquerda durante a primeira fase é cerca de um terço do tempo total que o veículo ocupa a via oposta. Assim, conclui-se facilmente que a distância percorrida pelo veículo oposto a considerar é dois terços da distância total percorrida pelo veículo na via da esquerda.

$$d_4 = \frac{2}{3} * d_2 \quad (13)$$

Tabela 8- Elementos da PSD para o modelo da AASHTO (1994) [1].

Componentes da Manobra de Ultrapassagem	Velocidade (km/h)			
	56,2	70	84,5	99,8
Manobra Inicial:				
a- aceleração média (km/h/s)	2,25	2,3	2,37	2,41
t1- tempo (s)	3,6	4	4,3	4,5
d1- distância percorrida (m)	45	66	89	113
Ocupação da Via Esquerda:				
t2- tempo (s)	9,3	10	10,7	11,3
d2- distancia percorrida (m)	145	195	251	314
Distância Livre no Final da Manobra:				
d3- distância percorrida (m)	30	55	75	90
Veículo Oposto:				
d4- distância percorrida	97	130	168	209
Distância Total: d1+d2+d3+d4	317	446	583	726

Para os quatro grupos de velocidades presentes na Tabela 8, o valor dos intervalos de tempo e das distâncias são determinados em função da velocidade média do veículo ultrapassante e considerado que o veículo a ultrapassar circula com uma velocidade 15 km/h inferior ao veículo ultrapassante.

Na Figura 3 pode-se observar o modo como variam as distâncias parciais (d_1 , d_2 , d_3 e d_4) e distância de visibilidade de ultrapassagem (PSD) com a velocidade média do veículo ultrapassante.

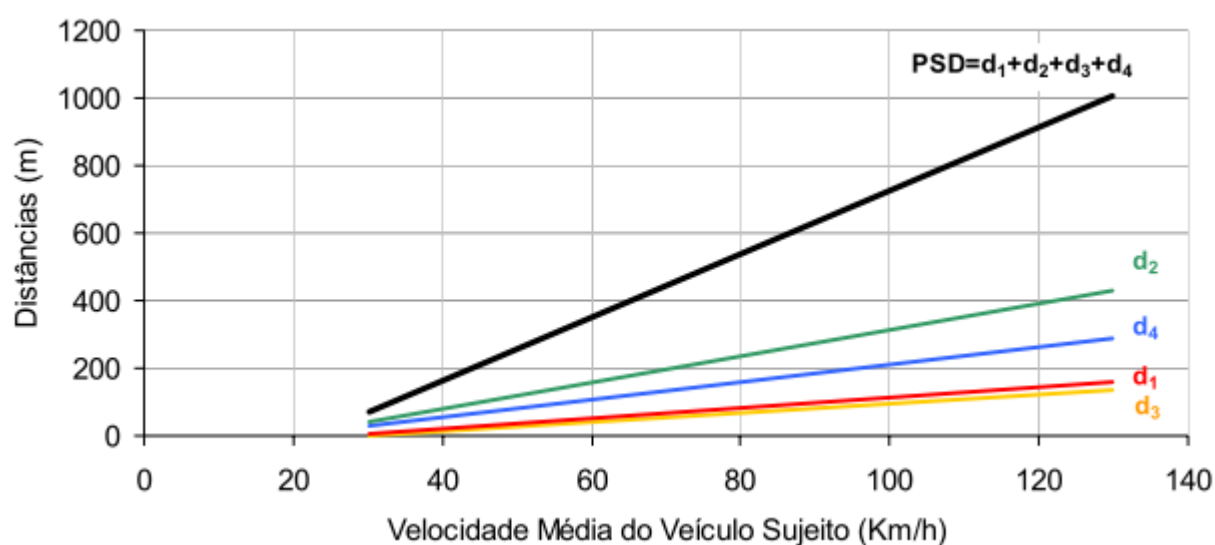


Figura 3- Distância de visibilidade de ultrapassagem total e seus componentes [15].

O modelo assume para a velocidade do veículo ultrapassante a velocidade média correspondente a um volume de tráfego perto da capacidade. Assim, o valor de PSD calculado será conservativo e conseguirá satisfazer a maior parte das manobras de ultrapassagem.

A Tabela 9 apresenta o valor de PSD para as diferentes velocidades de projeto geralmente adotadas para esse tipo de estradas. Uma vez que se trata de estradas de duas vias, sem separador central físico, apenas faz sentido considerar velocidades até 90 km/h [6].

Tabela 9- PSD segundo modelo da AASHTO [1].

Velocidade (km/h)	Velocidades Assumidas (km/h)		PSD (m)	
	Veículo Ultrapassante	Veículo a Ultrapassar	Da Figura 3	Arredondado
30	29	44	200	200
40	36	51	266	270
50	44	59	341	345
60	51	66	407	410
70	59	74	482	485
80	65	80	538	540
90	73	88	613	615

3.3. MODELO GLENNON

Glennon [2] desenvolveu um modelo matemático, com base num novo conceito. O autor baseia-se na hipótese que durante uma ultrapassagem existe um ponto crítico, onde a distância de ultrapassagem necessária para completar a manobra é a mesma distância necessária para a abortar.

Até então, os modelos usados quer para marcação como para projeto de estradas da AASHTO e da MUTCD (*Manual on Uniform Traffic Control Devices*), assumiam que uma vez iniciada a manobra de ultrapassagem, a mesma teria de ser concluída, ou seja, o condutor não teria hipótese de abortar a manobra. Devido ao teor irrealista da hipótese, este novo modelo é recomendado para aplicar nas novas estradas, quer no que diz respeito ao projeto da estrada, quer na marcação de zonas de ultrapassagem.

A Figura 4 representa as diferentes fases da manobra de ultrapassagem segundo Glennon [2].

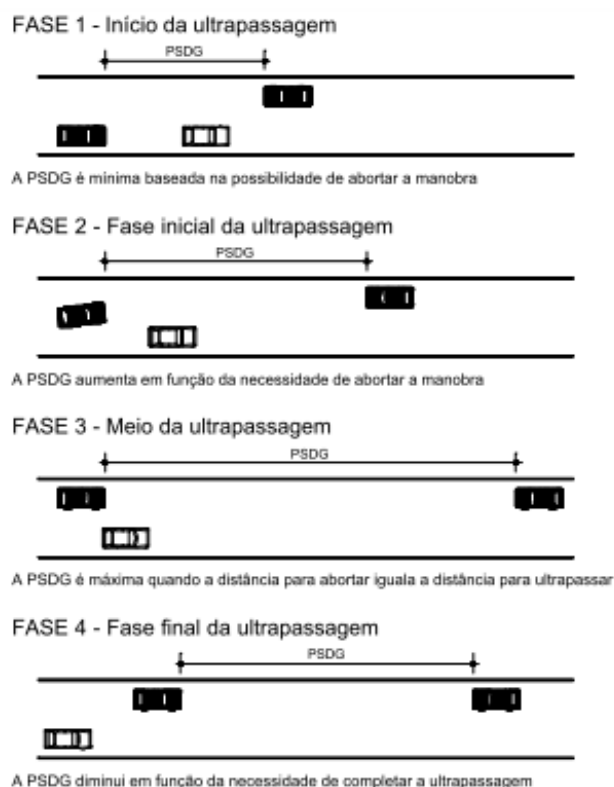


Figura 4- Fases PSDG [16].

Em 1971, estudos realizados por Weaver e Glennon concluíram que a segurança dos movimentos de ultrapassagem não requer apenas variação linear com a DVU mas também com a posição relativa entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar onde a possibilidade de completar ou abortar a manobra é a mesma. Weaver e Glennon designam este ponto por “posição crítica”. Por sua vez, Van Valkenberg e Michael adotam a designação de “ponto de não retorno”.

Posteriormente, em 1976, Harwood e Glennon chegam à definição concreta de **posição crítica** como sendo o ponto onde a DVU necessária para completar a ultrapassagem é igual à DVU necessária para abortar a ultrapassagem. Este é o conceito usado por Glennon para o desenvolvimento do seu modelo e a ter em conta na definição geométrica e marcação rodoviária. No início da manobra de ultrapassagem a distância para abortar é substancialmente menor do que a necessária para a completar. Com o desenrolar da manobra de ultrapassagem, a primeira aumenta enquanto a segunda diminui, até se igualarem, na posição crítica. Após esse ponto, torna-se mais seguro completar a manobra.

É, no entanto, em estudos posteriores de Lieberman (1982) e Saito (1983) que Glennon se baseia para desenvolver o seu modelo final. O primeiro desenvolveu um modelo distância-tempo em função da velocidade de projeto com fim a determinar a posição crítica. Por sua vez, o segundo autor define a posição crítica como sendo o ponto em que a frente do veículo ultrapassante está ao mesmo nível que a traseira do veículo a ultrapassar. Glennon, posteriormente, conclui que a suposição de Saito está muito próxima da realidade.

Em síntese, o modelo de Glennon [2] apresenta os seguintes pressupostos:

- O veículo oposto circula à velocidade de projeto, v ;

- O veículo ultrapassante acelera até à velocidade de projeto até atingir a posição crítica e mantém essa velocidade a não ser que aborte a ultrapassagem;
- O veículo a ser ultrapassado circula a uma velocidade constante e inferior à velocidade de projeto;

Caso a manobra se complete:

- Todos os veículos manterão uma velocidade constante;
- Existirá, no fim da ultrapassagem, uma distância entre as frentes dos veículos ultrapassante e oposto, C;
- Existirá, no fim da ultrapassagem, uma distância entre a frente do veículo ultrapassado e a traseira do ultrapassante, G;

Caso a manobra seja abortada:

- O veículo a ultrapassar e o veículo oposto mantem a sua velocidade constante;
- O veículo ultrapassante, após 1 segundo de tempo de percepção-reação desacelera a uma taxa d ;
- Existirá uma distância entre as frentes dos veículos ultrapassante e oposto, C;
- Existirá uma distância entre a frente do veículo ultrapassado e a traseira do ultrapassante, G;

A Figura 5 representa os diagramas tempo-espaco que caracterizam as manobras de ultrapassagem, segundo o modelo de Glennon, para os casos em que a ultrapassagem é completada (A) ou abortada (B).

Onde:

- S_c - Distância de visibilidade crítica [ft];
- Δc - Separação crítica entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar [ft];
- C- Distância entre os veículos ultrapassante e oposto [ft];
- G- Distância entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar [ft];
- L_p - Comprimento do veículo ultrapassante [ft];
- L_l - Comprimento do veículo a ultrapassar [ft];
- V- Velocidade de projeto [ft/s];
- m- Diferença de velocidades entre o veículo ultrapassante e do veículo a ultrapassar [ft/s];
- d- Taxa de desaceleração do veículo ultrapassante quando decide abortar a manobra [ft/s²];
- t_1 - Tempo desde a posição critica até ao fim da ultrapassagem [s];
- t_2 - Tempo desde a posição critica até ao condutor terminar o aborto da ultrapassagem [s].

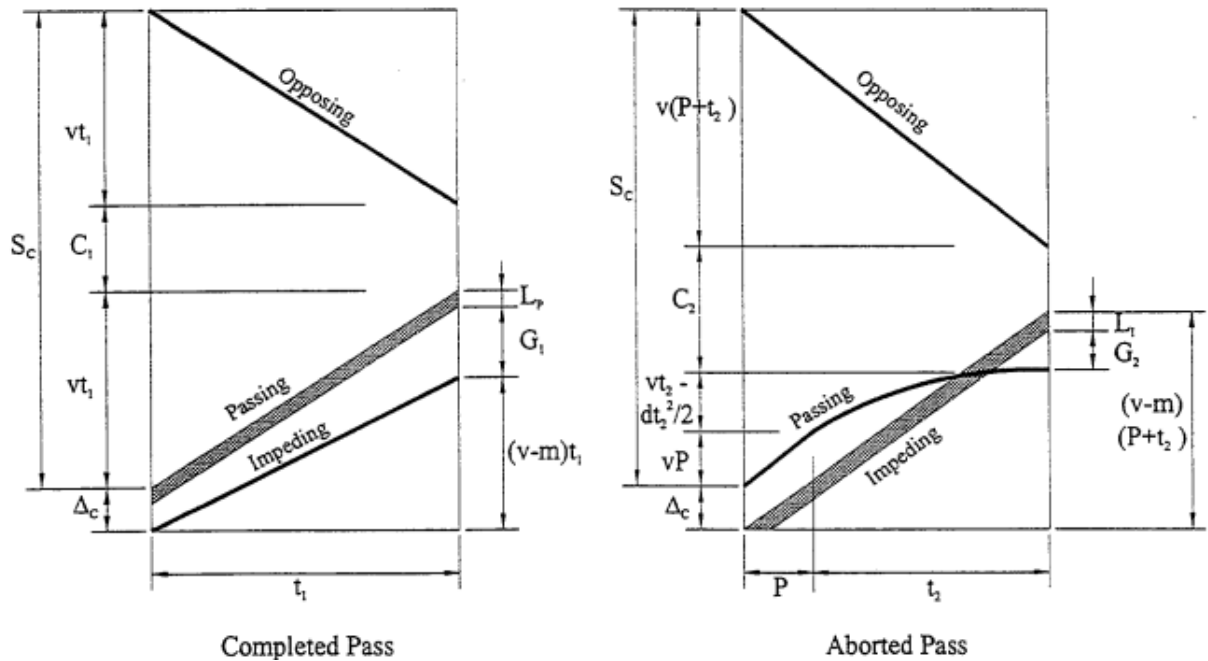


Figura 5- Diagramas tempo-espaco das manobras de ultrapassagem [10].

Tendo em conta os pressupostos e estudos mencionados anteriormente, o autor resumiu o seu modelo em duas expressões:

$$\Delta c = L_p + m * \left[\frac{(2m + L_l + L_p)}{2v - m} - \sqrt{\frac{4v(2m + L_l + L_p)}{d(2v - m)}} \right] \quad (14)$$

$$S_c = 2v \left[2 + \frac{16 - \Delta c}{m} \right] \quad (15)$$

É de referir que S_c define o limite mínimo da DVU a aplicar em qualquer projeto de geometria do traçado ou marcação das zonas de ultrapassagem.

As exigências para a DVU, são na pior das hipóteses, garantir S_c no final da zona de ultrapassagem. Já no início das mesmas o valor a garantir é ligeiramente abaixo de S_c . No entanto, devido ao facto de as operações de ultrapassagem variarem largamente com os diferenciais de velocidade entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar, velocidade do veículo oposto e comprimento dos veículos, é adicionado um fator de segurança ao valor inicial.

3.4. MODELO DE HASSAN, EASA E HALIM

O presente modelo foi criado em 1996 e apoia-se no modelo de Glennon. Tem como fim determinar a mínima distância de visibilidade de ultrapassagem, baseado no conceito de distância de visibilidade crítica e considerando a iteração entre os veículos ultrapassante, a ultrapassar e oposto.

Os autores consideram que existem dois parâmetros do modelo de Glennon que devem ser revistos. O primeiro é a distância entre os veículos, ou seja, entre as frentes dos veículos ultrapassante e oposto, C . Tendo em conta o conceito de ponto crítico e que um condutor pode decidir entre completar ou abortar a manobra de ultrapassagem, no primeiro caso o veículo ultrapassante irá manter a mesma velocidade, v , enquanto no segundo desacelera e portanto terá uma velocidade final inferior a v . Assim, se a distância C é a mesma em ambos os casos, o tempo para a atingir, no caso em que o condutor decide abortar a manobra, é claramente maior. Daqui, facilmente se conclui que o fator de segurança depende do tempo correspondente à distância e não à distância em si. Não é, portanto, razoável assumir que C é contante em ambas, ou seja a manobra de ultrapassagem realizada e a manobra de ultrapassagem abortada. Genericamente, a distância necessária para que dois veículos em sentido contrário, com velocidades v_1 e v_2 , atinjam a mesma posição após um intervalo de tempo, h , é $(v_1+v_2)*h$. O segundo parâmetro é a distância entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar, G . Do mesmo modo que C , também virá em função da velocidade dos veículos [13].

Fundamentado nestas considerações, o novo modelo foi desenvolvido baseado nos seguintes pressupostos:

No início da manobra:

- O veículo a ultrapassar e oposto circulam a velocidades constantes iguais a $v-m$ e v , respetivamente, durante toda a manobra;
- No início da ultrapassagem, o veículo ultrapassante circula atrás do veículo a ultrapassar à velocidade de $v-m$;
- Depois, o veículo ultrapassante acelera a uma taxa constante, a , até atingir a velocidade v enquanto se move para a via da esquerda. Nesta fase, a distância de segurança requerida é a mínima e corresponde à distância para abortar a manobra em segurança;
- Após o ponto crítico, a distância de segurança necessária para abortar a manobra aumenta e para a completar diminui.

Caso a manobra não possa ser completada em segurança, deve ser abortada do seguinte modo:

- Se, em algum caso, o condutor do veículo ultrapassante decidir abortar a manobra de ultrapassagem, terá de existir um intervalo de tempo mínimo, h_1 , entre a frente do para-choques do veículo ultrapassante e a traseira do para-choques do veículo a ultrapassar. Do mesmo modo, terá de existir um intervalo de tempo mínimo h_0 , entre as frentes dos para-choques dos veículos ultrapassante e oposto;
- O condutor do veículo ultrapassante leva um tempo de perceção-reação, P , antes de aplicar os travões. Durante esse intervalo de tempo, assume-se que a velocidade do condutor não é influenciado pela necessidade de abortar a manobra;
- A partir daí o veículo desacelera a uma taxa d , até voltar à via da direita.

No ponto crítico, onde a distância de visibilidade necessária para abortar a manobra é a mesma que para a completar (distância de visibilidade crítica):

- O veículo ultrapassante já tem aceleração suficiente para alcançar a velocidade de projeto, v ;
- O veículo ultrapassante pode finalizar a ultrapassagem em segurança;
- No fim da ultrapassagem, os intervalos de tempo mínimos h_0 e h_1 devem ser mantidos.

O modelo pode ser representado pelos seguintes diagramas espaço-tempo, representados na Figura 6:

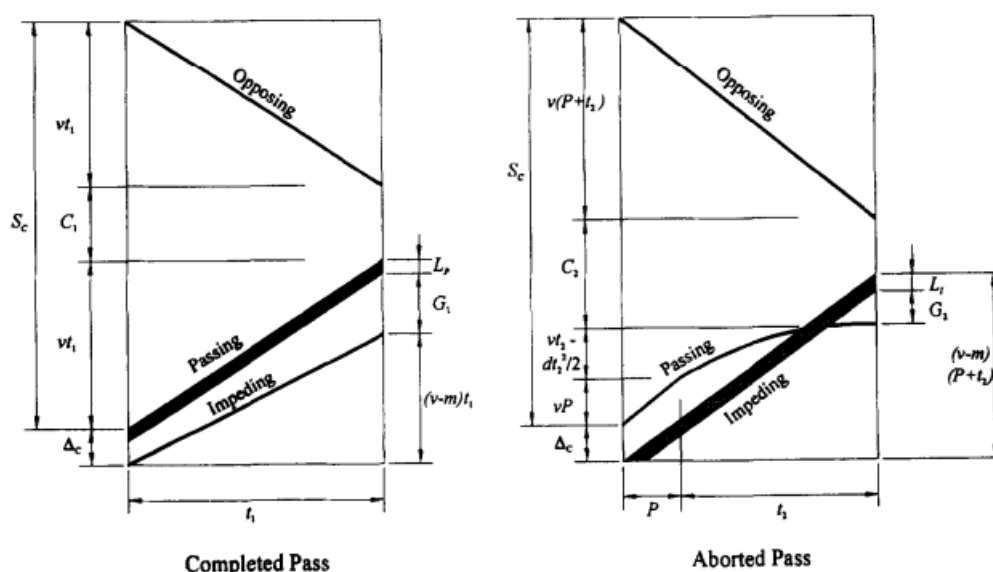


Figura 6- Diagramas espaço-tempo segundo o modelo de Hassan *et al.*[13].

Onde,

- L_p - Comprimento do veículo ultrapassante [ft];
- L_1 - Comprimento do veículo a ultrapassar [ft];
- t_1 - Intervalo de tempo necessário para completar a manobra [s];
- t_2 - Intervalo de tempo necessário para abortar a manobra de ultrapassagem, desde o ponto crítico e depois do tempo de percepção–reação [s];
- C_1 - Distância entre as frentes dos veículos ultrapassante e oposto, no final da manobra de ultrapassagem [ft];
- C_2 - Distância entre as frentes dos veículos ultrapassante e oposto, no final da manobra abortada [ft];
- G_1 - Distância entre a traseira do veículo ultrapassante e a frente do veículo ultrapassado, no final da manobra de ultrapassagem, caso esta não se completar [ft];
- G_2 - Distância entre a frente do veículo ultrapassante e a traseira do veículo a ultrapassar, no fim da manobra abortada [ft];
- P - Tempo de percepção–reação [s];
- v - Velocidade de projeto [ft/s];
- m - Diferencial de velocidades entre a velocidade média do veículo ultrapassante e a velocidade do veículo a ultrapassar [ft/s];
- S_c - Distância de visibilidade de ultrapassagem crítica [ft];
- d - Desaceleração do veículo sujeito [ft/s²];
- Δ_c - Separação crítica entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar [ft].

O modelo pode ser resumido nas expressões abaixo e assumindo $h_0=h_1=h$.

$$t_2 = -h + \sqrt{h^2 + \frac{4v[L_p + L_1 + (2v - m)h]}{d(2v - m)}} \quad (16)$$

$$t_1 = P + t_2 - \frac{d * t_2}{4v} (t_2 + 2h) \quad (17)$$

$$\Delta_c = \frac{d * t_2^2}{2} - m(P + t_2) - L_1 - (v - d * t_2)h \quad (18)$$

$$S_c = 2v(P + t_2 + h) - \frac{d * t_2^2}{2} - d * t_2 h \quad (19)$$

Analisando as equações anteriores verifica-se que Δ_c pode tomar valores positivos, o que significa que o condutor pode sentir a necessidade de abortar a ultrapassagem depois de estar à frente do veículo a ultrapassar; nesse caso, as condições de segurança não estariam asseguradas. Para evitar que tal aconteça, os autores sugerem que no máximo $\Delta_c=0$. Daí surge um novo valor do tempo necessário para completar a ultrapassagem, t_1^* :

$$t_1^* = \frac{(v - m)h_1 + L_p}{m} \quad (20)$$

E, por sua vez, a separação crítica entre veículos ultrapassantes e a ultrapassar passa a ser dada pelo seguinte sistema de equações:

$$S_c = \begin{cases} 2v(t_1 + h_0) & \Delta_c \leq 0 \\ 2v(t_1^* + h_0) & \Delta_c > 0 \end{cases} \quad (21)$$

Relativamente ao diferencial de velocidades, m , pode ser calculado segundo a expressão 22, em função da velocidade de projeto, V , em km/h de acordo com a seguinte expressão:

$$m = 24 - \frac{V}{10} \quad (22)$$

Relativamente à desaceleração, d , Hassan *et al*, baseia-se no modelo de Olson *et al*. (1984) que calcula d em função da velocidade de projeto, v , da velocidade final do veículo, v_f , e das distâncias de travagem (em metros) correspondentes a v e v_f (BD_0 e BD_f , respetivamente).

$$d = \frac{v^2 - v_f^2}{2(BD_0 - BD_f)} \quad (23)$$

Quanto ao comprimento dos veículos, assume-se que um ligeiro possui 5 metros e um pesado 25 metros.

3.5. MODELO AASHTO (2011)

A mais recente versão do *Green Book* da AASHTO reformula o seu antigo modelo de 1994 baseando-se nos dois modelos teóricos, já descritos anteriormente, de Glennon [2] e Hassan, Abd El Halim [10]. Ambos assumem que uma vez iniciada a manobra de ultrapassagem, o condutor pode abortá-la e retornar à via em que circulava, atrás do veículo que pretendia ultrapassar, caso entenda que um veículo em sentido contrário não lhe permitirá concluir a ultrapassagem em segurança. Tal só será possível se o condutor ainda não tiver alcançado a posição crítica, pois que depois de alcançar essa posição terá de completar a manobra de ultrapassagem. O modelo de Glennon considera que a posição crítica ocorre quando a distância de visibilidade de ultrapassagem para abortar a manobra de ultrapassagem é igual à distância de visibilidade de ultrapassagem para a completar. Hassan *et al.* assume que a posição crítica ocorre quando as distâncias de visibilidade de ultrapassagem para completar ou abortar a manobra são iguais ou quando os veículos ultrapassante e a ultrapassar estão lado a lado, o que acontecer primeiro [7].

Tendo em conta os modelos de Glennon e Hassan *et al.*, a AASHTO assume que o comportamento da maioria dos condutores numa ultrapassagem pode ser caracterizado como se segue:

- A velocidade dos veículos ultrapassante e oposto são iguais e representam a velocidade de projeto da estrada;
- O veículo a ultrapassar circula a velocidade constante e o diferencial de velocidades entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar é 19 km/h;
- O veículo ultrapassante tem capacidade de aceleração suficiente para atingir o diferencial de velocidades entre ele e o veículo a ultrapassar, até alcançar a posição crítica. Normalmente, tal acontece quando cerca de 40% do trajeto da ultrapassagem está realizado;
- O comprimento dos veículos ultrapassante e a ultrapassar é de 5,8 m;
- O tempo de percepção-reação do condutor do veículo ultrapassante, na decisão de abortar a manobra de ultrapassagem, é de 1 s;
- Se a manobra de ultrapassagem for abortada, o veículo ultrapassante irá desacelerar a uma taxa de $3,4 \text{ m/s}^2$;
- Caso a manobra se complete ou não, o intervalo de tempo final entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar é de 1s;
- O intervalo de tempo mínimo entre os veículos ultrapassante e oposto, no ponto em que o primeiro retorna à sua via respetiva, é de 1 s.

Baseada nestes pressupostos, na Tabela 10 apresentam-se os valores de PSD, em função da velocidade de projeto das estradas, para este novo modelo da AASHTO. Tal como foi referido no primeiro modelo, também aqui apenas faz sentido apresentar valores para velocidades de projeto até 90 km/h, por se tratarem de estradas de duas vias [6].

Tabela 10- PSD segundo modelo da AASHTO (2011) [7].

Velocidade (km/h)	Velocidades Assumidas (km/h)		PSD (m)
	Veículo Ultrapassante	Veículo a Ultrapassar	
30	11	30	120
40	21	40	140
50	31	50	160
60	41	60	180
70	51	70	210
80	61	80	245
90	71	90	280

3.6. MODELO DE WANG E CARTMELL

Devido ao aumento do tráfego em geral e de pesados em particular, à modernização de estradas e características operacionais dos veículos que conseguem atingir acelerações e velocidade mais elevadas, Wang and Cartmell [17] criam um novo modelo matemático que possibilita o cálculo da distância de visibilidade de ultrapassagem e da trajetória do veículo durante a mesma. O mesmo modelo poderá ser utilizado em programas computacionais de controlo de tráfego.

Além do comprimento do veículo ultrapassante, L_p , o modelo considera mais dez parâmetros de entrada:

- V_{ps} - Velocidade inicial do veículo ultrapassante [km/h].
- V_{pmax} - Velocidade máxima do veículo ultrapassante [km/h];
- V_i - Velocidade do veículo a ultrapassar [km/h];
- V_o - Velocidade do veículo oposto [km/h];
- A_{pmax} - Aceleração máxima do veículo sujeito [km/h/s];
- G_s - Distância entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar no início da manobra [m];
- G_e - Distância entre os veículos ultrapassado e ultrapassante no final da manobra [m];
- L_s - Comprimento do veículo a ultrapassar [m];
- L_p - Comprimento do veículo a ultrapassante [m];
- C - Distância livre entre os veículos sujeito e oposto no final da manobra de ultrapassagem [m];
- Y - largura das vias [m].

Apesar de ter a noção da definição de ponto crítico, crucial no desenvolvimento de outros modelos, Wang *et al.* não o introduz no modelo que desenvolveu. Este autor dá maior importância ao cálculo da distância de visibilidade de ultrapassagem para as manobras bem-sucedidas. Considera que para uma ultrapassagem ser realizada em segurança, o condutor deve ser capaz de ver à sua frente uma distância

sem veículos que permita completar a manobra sem ter que a abortar devido ao aparecimento de um outro veículo em sentido contrário.

Wang (1998) divide a manobra de ultrapassagem em três fases, como se pode observar na Figura 7.

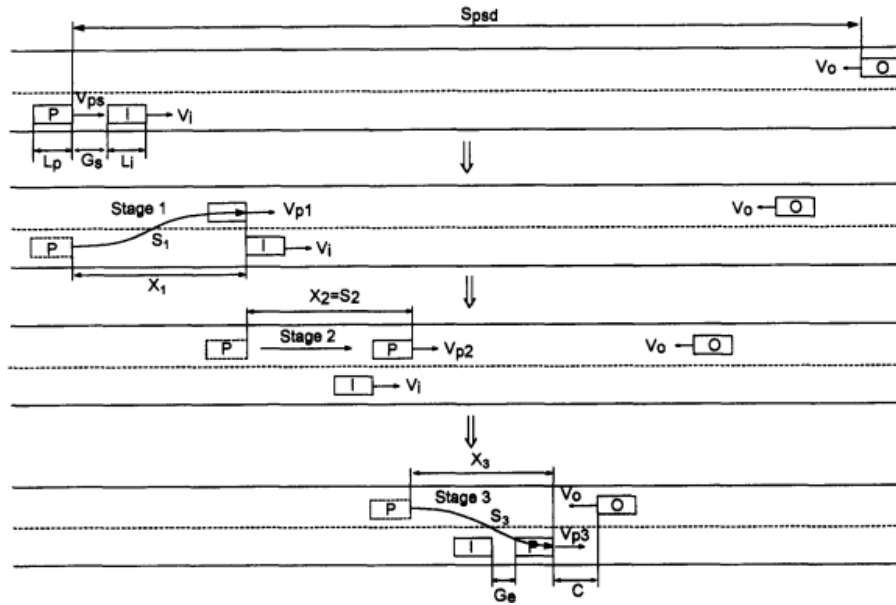


Figura 7- Fases da Ultrapassagem para o modelo de Wang e Cartmell (1998) [17].

Onde:

- X_1 , X_2 e X_3 são as distâncias percorridas, em linha reta, pelo veículo ultrapassante nas fases 1, 2 e 3, respetivamente;
- S_1 , S_2 e S_3 são as distâncias reais percorridas pelo veículo ultrapassante nas fases 1, 2 e 3, respetivamente;
- P, I e O identificam, respetivamente, os veículos ultrapassante, a ultrapassar e oposto.

A fase 1 vai desde o início do movimento de ultrapassagem e acaba quando o veículo ultrapassante tem a frente lado a lado com a traseira do veículo a ultrapassar. Corresponde à trajetória inicial em “S” que pode ser descrita por um polinómio de 5º grau.

A segunda fase diz respeito a todo o trajeto que o veículo faz na via de sentido contrário, ou seja, em linha reta.

Por fim, a terceira fase começa no momento que o condutor inicia o movimento de volta à via da direita e termina quando a ultrapassagem fica completa. É o trajeto final em “S” e tal como a trajetória inicial, também é descrita por um polinómio de 5º grau.

Pela Figura 7, conclui-se que a distância de visibilidade de ultrapassagem, S_{psd} , pode ser definida como:

$$S_{psd} = X_1 + X_2 + X_3 + C + V_o(T_1 + T_2 + T_3) \quad (24)$$

Onde T_1 , T_2 e T_3 representam o intervalo de tempo decorrido, respetivamente, durante S_1 , S_2 e S_3 .

O presente modelo considera também a distância percorrida durante o tempo de percepção-reação, S_{pr} , do condutor em função da velocidade do veículo ultrapassante no início da ultrapassagem, V_{ps} , e o tempo de percepção-reação, T_{pr} .

$$S_{pr} = (V_{ps} + V_o)T_{pr} \quad (25)$$

Os autores não incluem o valor de S_{pr} no cálculo de S_{psd} porque o parâmetro G_s utilizado conta já com o valor de S_{pr} .

Como foi visto anteriormente, as fases inicial e final que caracterizam o modelo podem ser descritas por um polinómio de quinto grau (Figura 8). Esse polinómio é dado pela expressão seguinte:

$$y = Y \left[10 \left(\frac{x}{X} \right)^3 - 15 \left(\frac{x}{X} \right)^4 + 6 \left(\frac{x}{X} \right)^5 \right] \quad (26)$$

Em que X e Y dizem respeito ao comprimento da trajetória na direção x e y respetivamente.

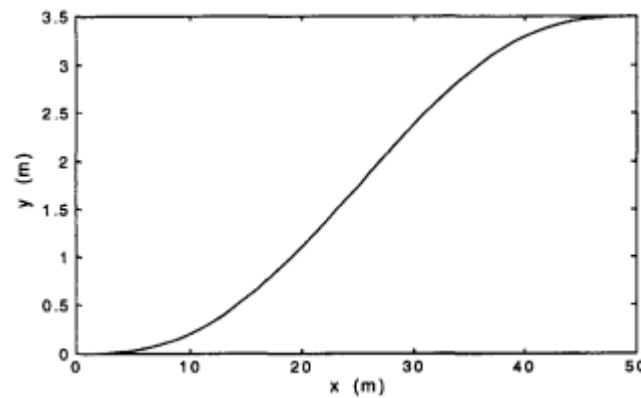


Figura 8- Polinómio 5º grau para simulação da transição entre linhas paralelas [17].

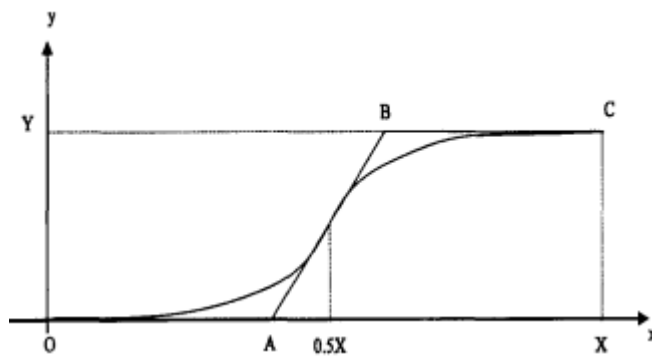


Figura 9- Curva em S usada para o modelo de Wang and Cartmell [17].

Foram realizadas algumas simplificações, que se verificaram sem grandes alterações no valor real, de modo a chegar-se a uma expressão que relacionasse as variáveis X e Y com a trajetória S:

$$S = \frac{7X}{15} + [(8X/15)^2 + Y^2]^{1/2} \quad (27)$$

A curva em S está representada na Figura 9.

Para a relação espaço-tempo, Wang (1998) assume o seguinte:

- O veículo opositor e veículo a ultrapassar circulam a velocidades contante e iguais a V_o e V_i , respetivamente;
- O veículo ultrapassante acelera a partir da sua velocidade inicial V_{ps} até V_{pmax} , quando a mesma é atingida, o condutor mantém-na até ao fim da ultrapassagem.

S_{pmax} representa a distância percorrida desde o ponto que o veículo ultrapassante inicia a ultrapassagem até que alcança V_{pmax} . O seu valor pode ser obtido pela expressão 25.

$$S_{pmax} = \frac{V_{pmax}^2 - V_{ps}^2}{2A_{pmax}} \quad (28)$$

Por sua vez, o tempo que o veículo a demora a percorrer, T_{pmax} pode ser obtido por:

$$T_{pmax} = \frac{V_{pmax} - V_{ps}}{A_{pmax}} \quad (29)$$

Em que A_{pmax} representa a aceleração do veículo ultrapassante.

Dependente dos parâmetros iniciais (L_p , L_i , V_{ps} , V_{pmax} , A_{pmax} , G_s , G_e e Y), V_{pmax} pode ser atingido nas fases 1, 2 ou 3. Desse facto, surgem quatro casos diferentes possíveis e que os autores do modelo estudaram:

- Caso 1: V_{pmax} é atingida na 1ª fase ($S_{pmax} < S_1$);
- Caso 2: V_{pmax} é atingida na 2ª fase ($S_{pmax} > S_2$);
- Caso 3: V_{pmax} é atingida na 3ª fase ($S_{pmax} < S_3$);
- Caso 4: V_{pmax} não é atingida até ao final da 3ª fase ($S_{pmax} > S_3$).

Com recurso a um programa de cálculo automático foram introduzidos os onze parâmetros de entrada do modelo e simuladas varias hipóteses. Para todas as simulações efetuadas, a velocidade máxima era alcançada depois da segunda fase ($T_{pmax} < T_1 + T_2$).

Wang e Cartmell (1998) concluíram que o efeito de L_p , L_i , G_s e G_e têm efeitos iguais na distância de visibilidade de ultrapassagem. A DVU aumenta 4 vezes por cada unidade que aumente um destes parâmetros ($\Delta S_{psd}/\Delta L_p = \Delta S_{psd}/\Delta L_i = \Delta S_{psd}/\Delta G_s = \Delta S_{psd}/\Delta G_e = 4$). O comprimento das vias, Y , pode variar pouco e por isso, o seu efeito pode ser ignorado.

Os autores constataram, ainda que quanto maior o aceleração do veículo, A_{pmax} , menor o valor de S_{psd} . No entanto, a sua variação, ao contrário dos parâmetros estudados até aqui, deixa de ser linear.

Relativamente às quatro velocidades de entrada do modelo, pode-se observar nos gráficos das figuras 10,11, 12 e 13 a sua variação com a distância de visibilidade de ultrapassagem.

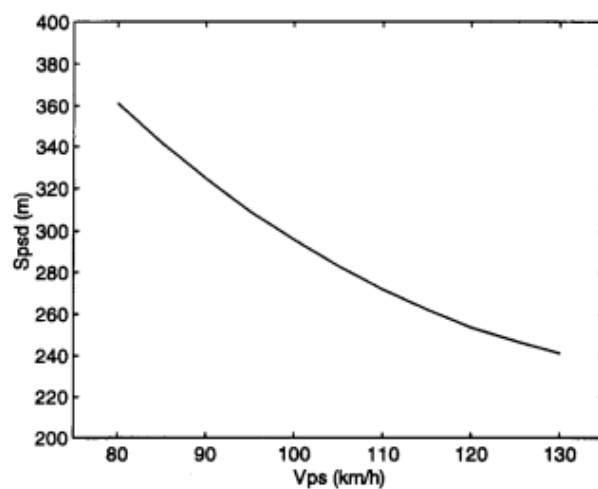


Figura 10- Variação de S_{psd} com V_{ps} [17].

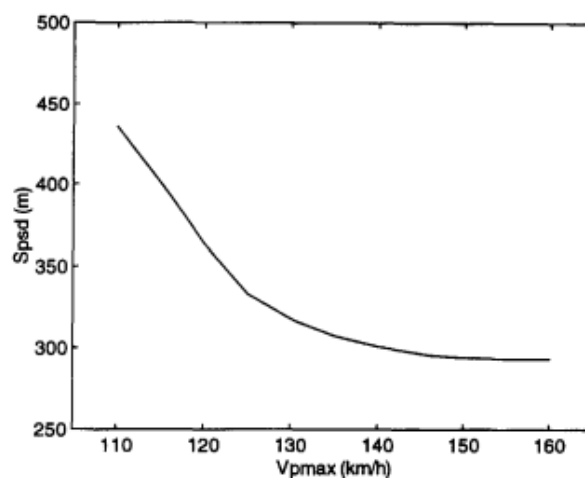
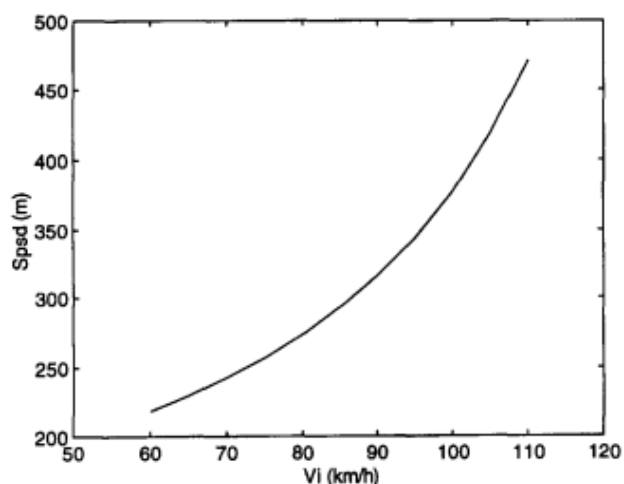
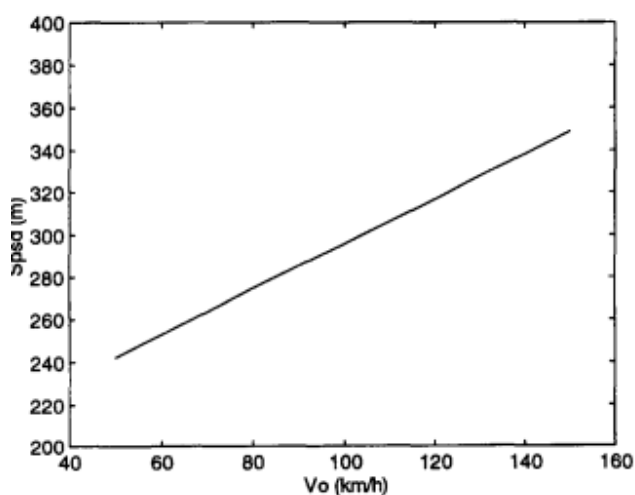


Figura 11- Variação de S_{psd} com V_{pmax} [17].

Figura 12- Variação de S_{psd} com V_i [17].Figura 13- Variação de S_{psd} com V_o [17].

Como se pode ver pela Figura 10, a velocidade inicial do veículo ultrapassante tem uma grande influência na distância de visibilidade de ultrapassagem. Se V_{ps} for de 80 km/h S_{psd} será 361 m, mas caso a velocidade aumente em 20 km/h o valor de S_{psd} diminui para 66 m.

O valor da velocidade máxima atingida pelo veículo ultrapassante é, no entanto, o parâmetro que tem mais influência no valor da distância de visibilidade de ultrapassagem. Como se pode ver pela Figura 11, o valor de S_{psd} diminui rapidamente com o aumento da V_{pmax} . Quando V_{pmax} aumenta de 100 km/h para 125 km/h, S_{psd} diminui de 436 m para 332 m, uma diminuição de 104 m.

A Figura 12 permite concluir que também a velocidade do veículo a ultrapassar tem importância na distância de visibilidade de ultrapassagem. Quanto maior a velocidade a que circula o veículo a ultrapassar, maior será a S_{psd} necessária e menor a segurança garantida para a realização da ultrapassagem.

Numa última análise, verifica-se que a velocidade do veículo que circula em sentido oposto é a que tem menor influência na distância de visibilidade de ultrapassagem. O aumento da DVU varia linearmente com V_o ($\Delta S_{psd}/\Delta V_o=1,07$).

Nas simulações, os autores assumiram que o veículo a ultrapassar e ultrapassante têm, respetivamente, um comprimento de 25 m e 4,5 m.

3.7. ANÁLISE COMPARATIVA

Para os diferentes modelos apresentados calculou-se a distância de visibilidade de ultrapassagem correspondente a diferentes velocidades de projeto, apresentando-se na Tabela 11 os valores das distâncias de visibilidade de ultrapassagem obtidos por cada um dos modelos e considerados pela Norma Portuguesa [6].

Tabela 11- Distância de Visibilidade de Ultrapassagem para os modelos estudados (m).

Velocidade (km/h)	Norma Portuguesa (m)	AASHTO (1994) PSD (m)	Glennon PSD _G (m)	Hassan PSD _H (m)	AASHTO (2011) PSD (m)	Wang Spsd (m)
30	210	200	90	72	120	270
40	280	270	125	109	140	320
50	350	345	155	149	160	380
60	420	410	190	194	180	430
70	490	485	220	241	210	490
80	560	540	250	311	245	540
90	630	615	280	394	280	600

Como se pode verificar, os valores da AASHTO (1994) e Wang *et al.* são bastante semelhantes e os mais conservativos. Tal acontece porque estes dois modelos foram desenvolvidos apenas para geometria do traçado. Também os valores recomendados pela NP estão muito próximos das recomendações da AASHTO (1994), o que já era de esperar, uma vez que os valores apresentados pela norma da JAE se baseiam no *Green Book*.

Quanto aos modelos de Glennon e de Hassan *et al.*, foram desenvolvidos não só para geometria do traçado mas também para a sinalização rodoviária. Por isso, apresentam valores menos conservativos que os dois modelos anteriores. Como já foi referido, são desenvolvidos em torno do conceito de ponto crítico e a distância de visibilidade de ultrapassagem é a distância entre o veículo ultrapassante e o veículo oposto nesse mesmo ponto, tal torna-se fácil de perceber se se tiver presente a ideia de que o instante em que o veículo ultrapassante está no ponto crítico é o ultimo momento em que pode tomar a decisão de abortar ou completar a manobra, a partir daí será “obrigado” a completa-la.

Uma vez que Hassan *et al.* tomou como ponto de partida o modelo de Glennon para desenvolver o seu, era previsível que os seus valores não divergissem muito, embora para velocidades superiores a 70 km/h o modelo de Hassan *et al.* apresente valores significativamente superiores aos do modelo de Glennon. Este facto chama a atenção de que para velocidades superiores a esse valor, a manobra torna-se claramente mais perigosa. Hassan *et al.* não ignora, no seu modelo, o facto de que quanto maior for a velocidade a que um veículo circula, menor será a sua capacidade de aceleração.

O novo modelo da AASHTO (2011), já tem presente o conceito de ponto crítico introduzido pelos modelos de Glennon e de Hassan *et al.* e os seus pressupostos de desenvolvimento foram baseados nestes dois modelos, sendo portanto compreensível que os valores dos três modelos sejam próximos.

Todos os modelos foram desenvolvidos com base em diferentes pressupostos e torna-se por isso difícil compará-los devidamente. Para conseguirem validar e comparar os diversos modelos, os autores de cada modelo, fizeram as considerações mencionadas abaixo (estas considerações foram utilizadas para calcular os valores apresentados na Tabela 11).

Glennon:

- Extensão dos veículos igual a 4,88 m;
- Nas manobras abortadas, a desaceleração toma o valor de 8,78 km/h/s;
- O diferencial de velocidade, m , é determinado em função da velocidade de tráfego, em km/h pela seguinte expressão:

$$m = 24 - \frac{V}{10} \quad (30)$$

Hassan *et al.*:

- Apenas são estudadas as manobras de aceleração do veículo ultrapassante;
- O valor da desaceleração considerada nos cálculos foi de 2,14, 1,88 e 1,55 m/s² para velocidades de 77,25, 90,12 e 111,04 km/h, respetivamente. Para velocidades inferiores a 70 km/h, o valor da desaceleração passa a tomar o valor de 2,44 m/s²;
- O diferencial de velocidade, m , é calculado da mesma forma que no modelo de Glennon;
- O intervalo mínimo, h , entre os veículos ultrapassante e a ultrapassar, quer no início, quer no fim da manobra, é de 1 s.
- A distância entre o veículo ultrapassante e oposto, no fim da manobra é de 6,1 m;
- Os valores das acelerações adotados foram os mesmos do modelo da AASHTO (1994).

Wang *et al.*:

- $V_{pmax} = V_{ps} + 20$ [km/h];
- $V_i = V_{ps} = V_o$;
- $8,0 \leq G_s \leq 10,4$ [m];
- $3,5 \leq G_e \leq 10,4$ [m];
- $30 \leq C \leq 75$ [m].

4

ZONAS DE ULTRAPASSAGEM

4.1. INTRODUÇÃO

Nas estradas de duas vias e dois sentidos o que determina a possibilidade ou não de realizar ultrapassagens é a sinalização, quer vertical, quer horizontal. Os locais onde é permitido fazer a manobra de ultrapassagem podem ser designados como **zonas de ultrapassagem**. Estas zonas são demarcadas tendo em atenção o conceito, já explicado, de distância de visibilidade de ultrapassagem.

Neste capítulo será descrito o método utilizado para a marcação das zonas de ultrapassagem, bem como métodos alternativos para a criação das mesmas caso as condições geométricas não permitam.

4.2. SINALIZAÇÃO DE PROIBIÇÃO DE ULTRAPASSAGEM

Um dos princípios básicos da sinalização, a homogeneidade, determina que em condições idênticas o condutor encontre sinais com a mesma valência e dimensão, colocados segundo as mesmas regras. Este princípio genérico deve obviamente estar presente na definição dos locais onde a proibição de realizar manobras de ultrapassagem é imposta em estradas de faixa de rodagem única mas com dois sentidos de circulação [16].

As manobras de ultrapassagem constituem uma manobra perigosa e, como tal, deve ser proibida sempre que as condições de visibilidade da estrada não a permitam realizar em segurança. Assim, a distância de visibilidade de ultrapassagem a adotar para a definição das zonas em que as manobras de ultrapassagem estão impedidas através de sinalização adequada, linhas axiais contínuas e sinalização vertical, deverá representar um compromisso, ou seja, essa distância não deve ser nem a maior nem a menor possível, de modo a não prejudicar nem a operacionalidade nem a segurança da estrada, respetivamente.

Sabe-se que quando a percentagem de veículos lentos é elevada o desrespeito das linhas axiais é frequente, caso a visibilidade seja considerada suficiente pelos condutores para realizar a manobra de ultrapassagem. Por esse motivo, a distância de visibilidade a utilizar no projeto de sinalização deve ser tal que a frequência de ultrapassagens passíveis de realização sem perigo quando a sinalização as proíbe seja baixa. Este aspeto ganha principal relevância quando se tratam de vias com velocidade de projeto reduzidas e com grandes extensões de zonas de não ultrapassagem [4].

Na ausência de trânsito no sentido contrário, o condutor toma a decisão de ultrapassar com base na informação dada pela sinalização. É, por isso, necessário garantir uma distância de marcação (soma dos comprimentos da linha descontínua de aviso e da linha contínua) adequada à velocidade de tráfego e que deve de ser a mesma ao longo de todo o traçado [4].

Por todas estas razões, pode-se concluir que para realizar uma ultrapassagem, é condição necessária mas não suficiente que a sinalização o permita [4].

4.2.1. MARCAÇÃO DAS ZONAS DE ULTRAPASSAGEM

Como se sabe, as manobras de ultrapassagem em estradas de duas vias e dois sentidos implicam a utilização da via de circulação de sentido contrário àquele em que o veículo circula. A divisão de sentidos de tráfego é feita com recurso à marcação rodoviária longitudinal, normalmente com linhas axiais descontínuas. No entanto, em locais onde seja necessário proibir as ultrapassagens (distância de visibilidade insuficiente, faixa de rodagem estreita ou aproximação de interseções), a separação deve ser marcada com linha axial contínua para que o condutor saiba que não a pode pisar ou transpor [18].

O início da zona de proibição de ultrapassagem, onde se inicia a marcação da linha contínua deve ser complementada por sinalização vertical de proibição de ultrapassagem (C14a) (Figura 14).

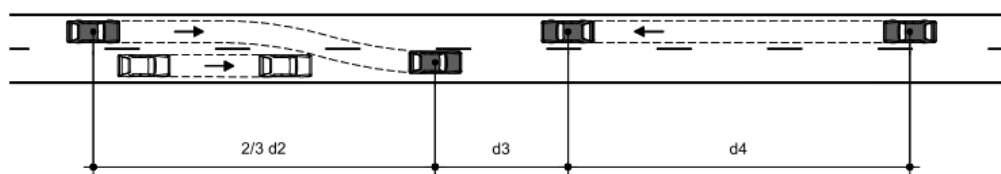


Figura 14- Sinal vertical de proibição de ultrapassagem [19].

As restrições à ultrapassagem são impostas sempre que a distância de visibilidade é inferior a um valor mínimo pré-definido. O critério para a fixação desse valor será exposto nos parágrafos seguintes, de acordo com a proposta apresentada por Roque [16].

Comparando os modelos da AASHTO (1994) e de Glennon verificou-se que a segunda fase do primeiro modelo corresponde à terceira fase (considerada relevante) do modelo de Glennon (Figura 15).

SEGUNDA FASE (AASHTO)



FASE 3 (GLENNON) - Meio da ultrapassagem

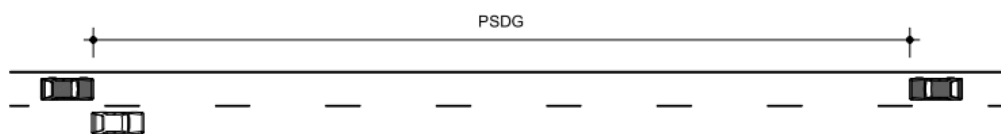


Figura 15- Comparação dos modelos da AASHTO e de Glennon [18].

Consequentemente, verifica-se que $2/3d_2+d_3+d_4 \approx 0,7*PSD$ e $d_3+d_4 \approx 0,4*PSD$. Assim, a primeira equação diz respeito à distância de visibilidade de ultrapassagem, aplicando o critério de Glennon, e a segunda, à distância em que a manobra de ultrapassagem deve de ser proibida por sinalização. O valor de PSD a substituir nestas equações deverá ser a DVU recomendada pelas Normas do Traçado ($DVU=7*V_{85}$); assim, é sempre garantida a compatibilidade de critérios, permitindo considerar na marcação da zona de proibição de ultrapassagem toda a manobra desde o ponto crítico [16].

Facilmente se compreende que a distância de visibilidade obtida pelo critério de Glennon ($0,7*PSD$) é a soma de duas distâncias (ver Figura 16):

- Distância de pré-aviso ($0,3*PSD$);
- Distância de marcação da linha continua ($0,4*PSD$);

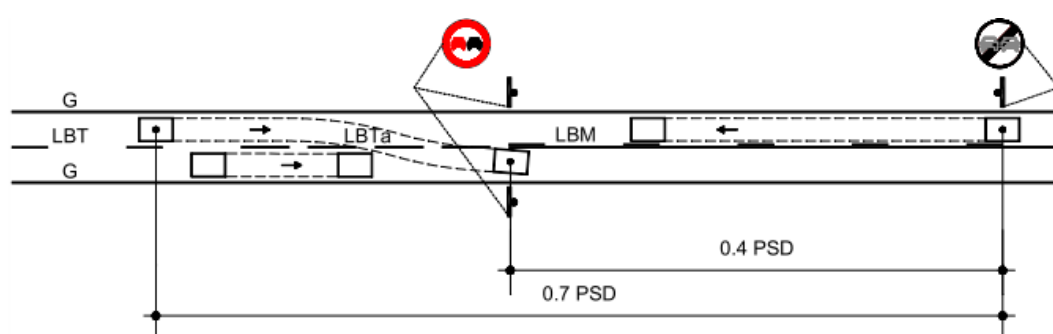


Figura 16- Critério de Glennon [4].

A Norma de Marcas Rodoviária (NMR) [20] define previamente o comprimento das linhas de pré-aviso, em função, tal como a distância de visibilidade de ultrapassagem, da velocidade de tráfego (V_{85}). A Tabela 12 apresenta as distâncias de visibilidade e de marcação a aplicar nas estradas portuguesas, com base no critério de Glennon e na NMR.

Tabela 12- Distâncias de Visibilidade e de Marcação (m) [4].

V_{85} (km/h)	Comprimento da linha de Pré- aviso (L)	Comprimento da linha Contínua ($0,4*DVU$)	Distância de Visibilidade ($0,7*DVU$)	Distância de Marcação ($L+0,4*DVU$)	Distância de Marcação/ $0,7*DVU$ (%)
40	42	110	195	152	78
50	42	140	245	182	74
60	84	170	295	254	86
70	84	195	340	279	82
80	126	225	390	351	90
90	126	250	440	376	85
100	168	280	490	448	91

4.2.1.1. Critérios de Sinalização em Curva Horizontal

É sabido que as curvas em planta são locais onde a visibilidade está condicionada, principalmente se o raio da curva for reduzido. A marcação das zonas de ultrapassagem nestas secções da estrada deve ser feita como mostra a Figura 17, onde o ponto A (ou D) é o ponto onde a distância de visibilidade começa a ser inferior a $0,7 \cdot DVU$ e o ponto C (ou B), o ponto onde volta a ser superior a $0,7 \cdot DVU$ (conforme o sentido da estrada que o veículo percorrer).

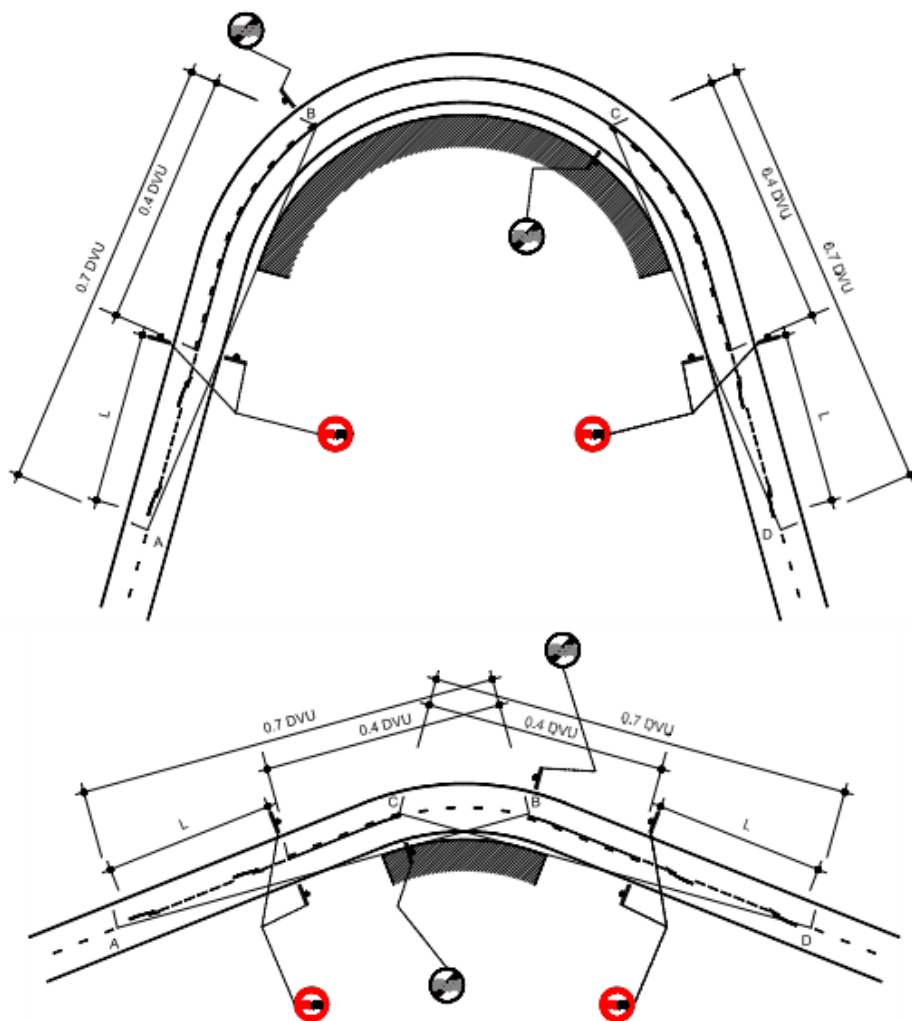


Figura 17- Sinalização de ultrapassagem de uma curva horizontal [21].

4.3.1.2. Critérios de Sinalização em Curva Vertical Convexa

Apenas se irá considerar as curvas verticais convexas uma vez que as côncavas não causam qualquer restrição de visibilidade.

Para efeitos de cálculo, considerou-se que a distância de visibilidade deve ser medida entre os olhos do condutor e um objeto na estrada à mesma altura, considerando-se o valor de 1 m acima do pavimento.

Nas concordâncias verticais podem ocorrer três situações diferentes, no que se refere à visibilidade:

- Se $n/2 < 2h/d$, há visibilidade qualquer que seja o raio (onde, $n=|i_E-i_D|$ é o módulo da diferença algébrica das inclinações dos trainéis e d é a distância de visibilidade)- Figura 18.

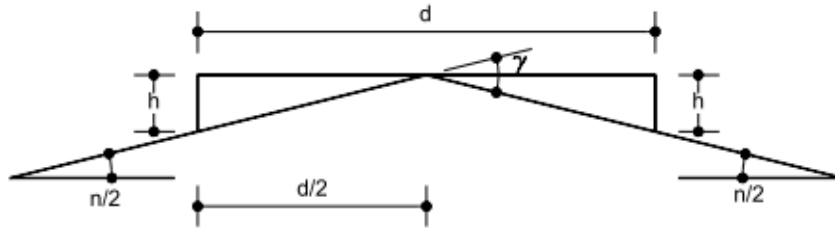


Figura 18- Visibilidade total em curva convexa [21].

$$\gamma = 2 * \arctg(2h/d) \approx 4h/d = n \quad (31)$$

$$n/2 = 2h/d = 2/d \quad (32)$$

- Se $n/2 > 4h/d$ o que limita a visibilidade é o raio da concordância (R) - Figura 19.

$$d = \sqrt{8 * R * h} = \sqrt{8 * R} \quad (33)$$

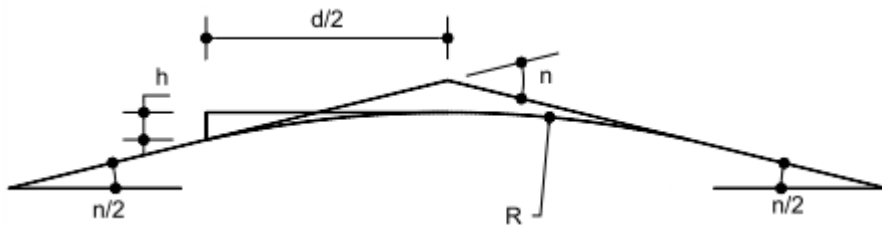


Figura 19- Visibilidade em concordância convexa dependente do raio [21].

- Finalmente, no caso $2d \leq n/2 \leq 4d$ os veículos ultrapassante e de sentido contrário estão sobre os traineis, na posição mais desfavorável, simétricos em relação ao vértice - Figura 20.

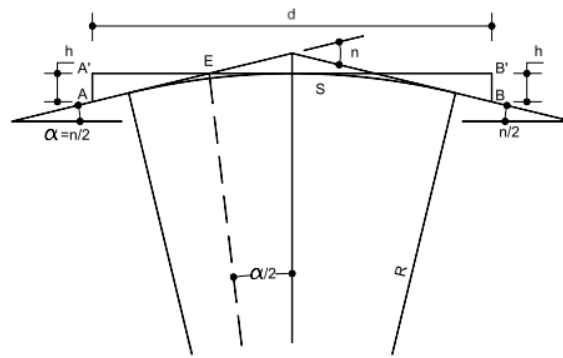


Figura 20- Visibilidade em concordância convexa dependente do raio e de n [21].

$$d/2 = ES + A'E = R * tg(\alpha/2) + h/tg(\alpha) = (R * n)/4 + 2h/n \quad (34)$$

$$d = Rn/2 + 4h/n = (Rn)/2 + 4/n \quad (35)$$

Nos últimos dois casos mencionados, a marcação deve ser feita de acordo com a Figura 21, onde os pontos marcados pelas letras A, B, C e D têm o mesmo significado que os já referidos para os critérios de marcação de curvas horizontais.

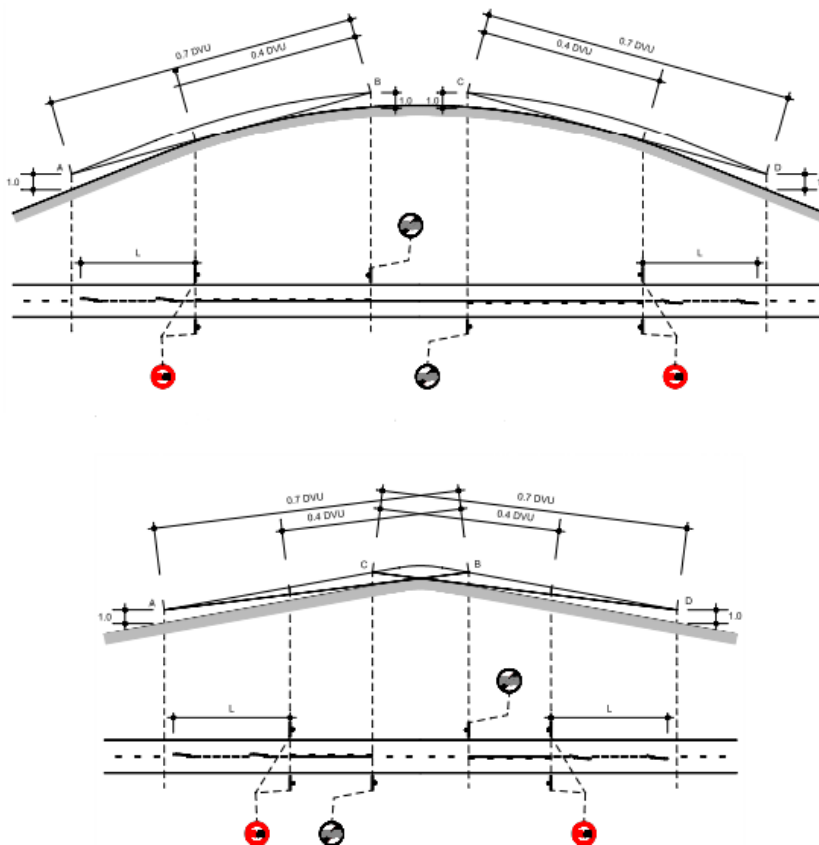


Figura 21- Sinalização de ultrapassagem em concordâncias convexas [21].

4.3.1.3. Método para Determinação das Zonas de Proibição de Ultrapassagem

Para determinar os pontos notáveis de início e fim das zonas de proibição de ultrapassagem, o DNIT (Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes) [22] utiliza um método gráfico partindo do projeto geométrico da via em perfil impresso, da velocidade de projeto e da distância de visibilidade correspondente a essa mesma velocidade.

- **Em curvas verticais** (Adaptado de DNIT [22]):
- Desenha-se uma régua, em papel transparente, nas mesmas escalas do projeto geométrico em perfil, horizontal e vertical, com o comprimento da distância de visibilidade e, nas duas extremidades, segmentos verticais de 1,0 m (altura do olho do observador);
- Aplica-se a régua ao perfil, fazendo-a deslizar ao longo do estaqueamento;
- Se a régua estiver acima do perfil da estrada, a visibilidade está garantida. Mas se tangenciar o perfil, a visibilidade de ultrapassagem está comprometida. O ponto onde começa a tangenciar o perfil é o início da zona de proibição de ultrapassagem no sentido do estaqueamento, e simultaneamente, o fim do trecho de proibição de ultrapassagem, no sentido oposto.

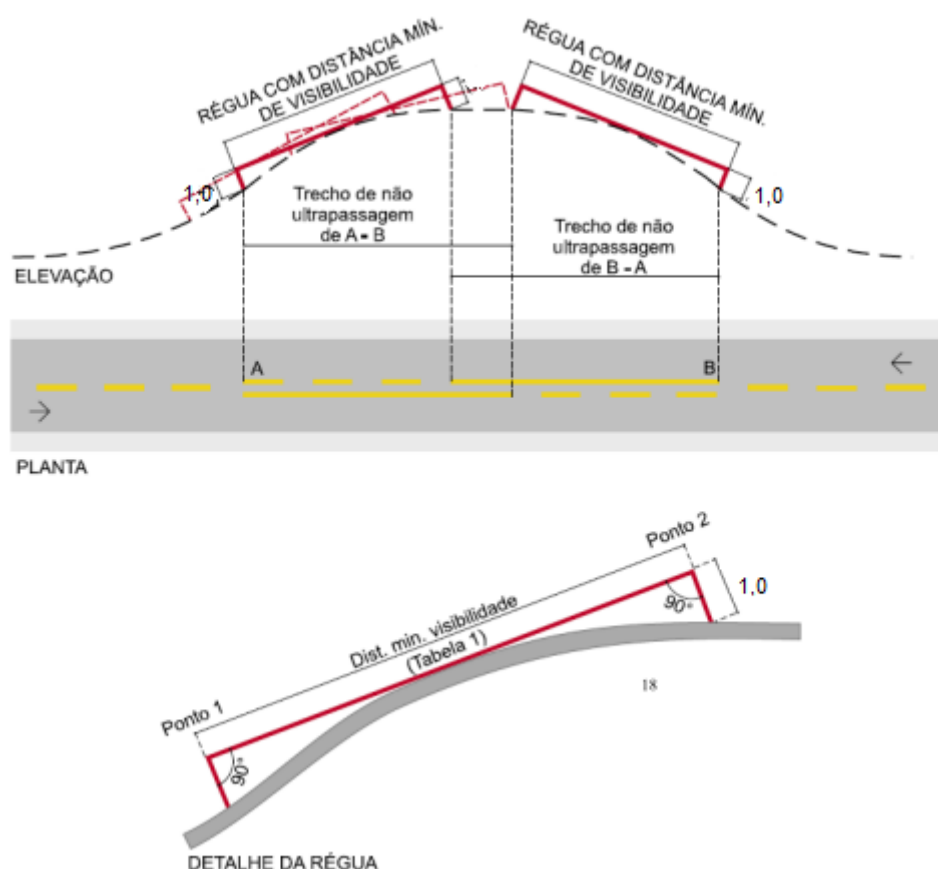


Figura 22- Determinação das zonas de proibição de ultrapassagem em curvas verticais [22].

Em curvas horizontais [22]:

- Desenha-se uma régua, em papel transparente, na mesma escala do projeto geométrico em planta, com o comprimento da distância de visibilidade;
- Aplica-se a régua sobre a planta, fazendo-a deslizar sobre o eixo da estrada, ao longo do estaqueamento;
- Enquanto a barra horizontal, referente à distância mínima de visibilidade, não encontrar obstáculo físico nas margens da via, a visibilidade está garantida. Onde a barra horizontal tangenciar um obstáculo físico, caracteriza a ausência das condições de visibilidade, com o início do trecho de proibição de ultrapassagem, no sentido do estaqueamento, e o fim do trecho de proibição de ultrapassagem, no sentido oposto;
- Prossegue-se deslizando a régua sobre o eixo, até que volte a tangenciar o obstáculo físico, definindo o fim da zona de proibição de ultrapassagem, no sentido do estaqueamento, e o início da zona de proibição de ultrapassagem, no sentido oposto.

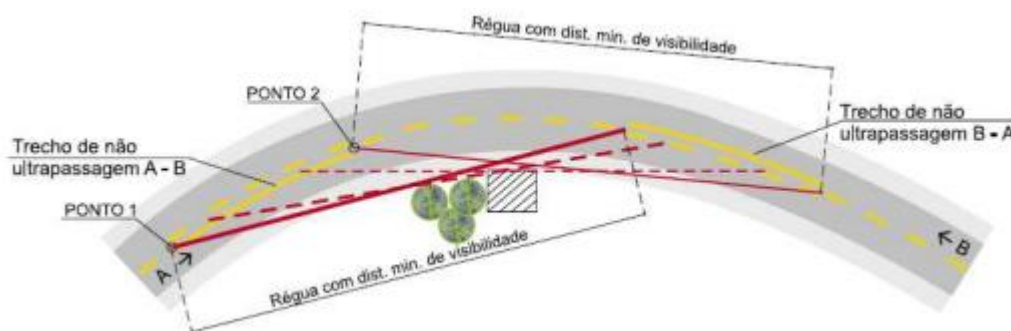


Figura 23- Determinação das zonas de proibição de ultrapassagem em curvas horizontais [22].

4.3.1.4. Distância Mínima de Permissão de Ultrapassagem

Até aqui, assumiu-se sempre que na maioria dos casos a distância de visibilidade seria superior a $0,7 \cdot DVU$ e onde fosse inferior proibia-se a manobra de ultrapassagem. No entanto, muitas das vezes não é possível garantir que o traçado cumpra tal valor. É frequente acontecer quando existem curvas sucessivas com raios pequenos, por exemplo. Nesses casos, é necessário estabelecer uma distância mínima de permissão de ultrapassagem (DMPU) [4].

O modelo da AASHTO (1994) para a determinação de PSD considera a distância percorrida pelo veículo durante o tempo de percepção-reação do seu condutor (d_1), assumindo que o condutor apenas pode avaliar se a manobra é viável ou não quando a sinalização não proíbe a mesma. Porém, na realidade, o condutor pode perfeitamente avaliar essas condições antes de entrar na zona de ultrapassagem e assim que entrar na mesma, iniciar imediatamente a manobra. Deste modo, pode-se desprezar a referida parcela para a determinação de DMPU.

Se se dividir os valores de d_1 pelo valor de PSD, constantes na Tabela 8, verifica-se que a d_1 é aproximadamente $0,15 \cdot PSD$. Então, a distância a considerar para a definição de DMPU é $0,85 \cdot DVU$.

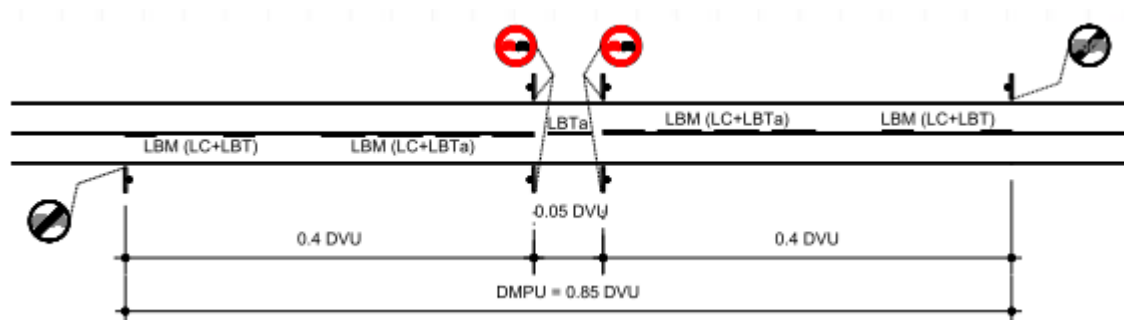


Figura 24- DMPU [4].

O que se faz é intercalar a possibilidade de ultrapassagem para os dois sentidos colocando-se linha mista. Uma vez que a distância de marcação de linha contínua é $0,4 \cdot DVU$ e sendo obrigatório a estrada estar marcada desde as duas extremidades de DMPU, conclui-se que o comprimento da linha entre sinais de proibição de ultrapassagem (LSPU) é $0,05 \cdot DVU$ (Ver Figura 24). Assim, partindo da velocidade de tráfego, pode-se facilmente chegar aos valores teóricos destas duas distâncias (Ver Tabela 13).

Tabela 13- DMPU e LSPU-valores teóricos [4].

V_{85} (km/h)	DMPU (m)	LSPU (m)
40	238,0	14,0
50	297,5	17,5
60	357,0	21,0
70	416,5	24,5
80	476,0	28,0
90	535,5	31,5
100	595,0	35,0

Ainda assim, pode haver estradas com sucessivas curvas em planta e trainéis de elevada inclinação, onde a velocidade base será, naturalmente reduzida e onde não seja possível garantir nem a DMPU. Nestes casos, a ultrapassagem de um veículo agrícola ou de um pesado lento, pode ser realizada em poucos segundos e com relativa facilidade, aliviando o constrangimento sofrido pelo tráfego que se poderia prolongar por uma grande extensão [4].

A atual solução desse problema passa por substituir toda a linha contínua por uma linha descontínua de aviso ao longo de toda a zona de não-ultrapassagem. (Ver Figura 25 e Figura 26). Obviamente, esta medida deve ser aplicada apenas quando devidamente justificada [4].

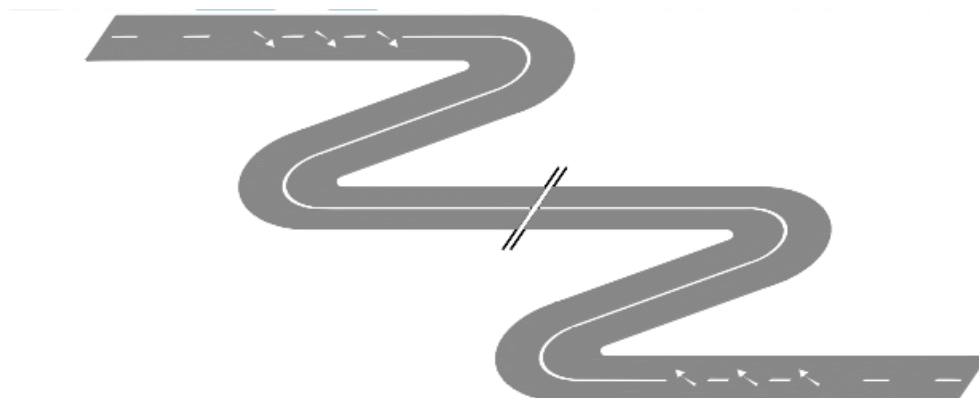


Figura 25- Solução teórica [4].

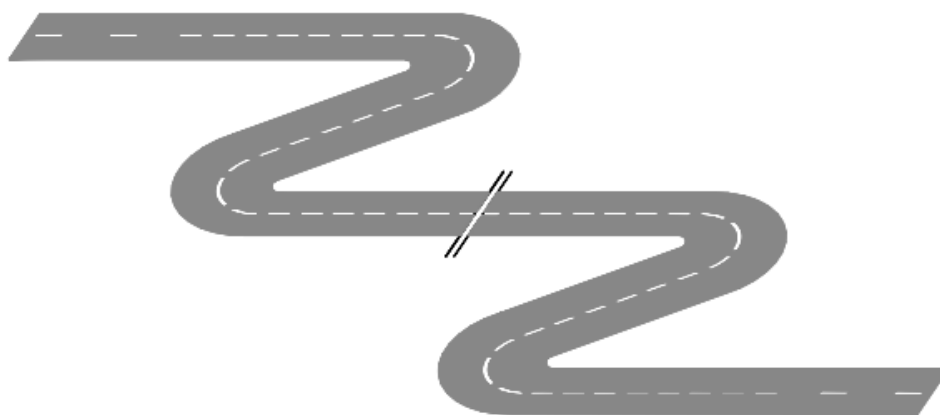


Figura 26- Solução prática [4]

4.2.2. FREQUÊNCIA E COMPRIMENTO DAS ZONAS DE ULTRAPASSAGEM

A frequência das zonas de ultrapassagem é relevante devido ao efeito que a possibilidade de realizar manobras de ultrapassagem tem no nível de serviço das estradas de duas vias. Como já foi mencionado neste trabalho, o método desenvolvido pelo HCM para determinar o nível de serviço neste tipo de estradas foca-se, fundamentalmente, em dois parâmetros: percentagem de tempo de percurso em atraso e velocidade média de percurso. Ambos os indicadores são afetados pelas oportunidades de ultrapassagem disponíveis para um condutor ao longo da sua viagem. Por exemplo, para uma distribuição direcional de tráfego de 50/50 e uma percentagem de zonas de não ultrapassagem de 40%, a percentagem de tempo de percurso em atraso aumenta cerca de 19% em comparação com uma estrada com as mesmas características de tráfego e sem restrições de visibilidade. Similarmente, para um volume de tráfego de 800 uvl/h e 40% da estrada com zonas de não ultrapassagem, a velocidade média de circulação diminui 3,1 km/h [7].

Por estes motivos, devem ser encontradas frequentemente distâncias de visibilidade adequadas à realização de manobras de ultrapassagem. Cada zona de ultrapassagem numa secção de estrada deve apresentar uma DVU maior ou igual à mínima requerida e ser tão comprida quanto possível. No entanto, devido às condicionantes topográficas, torna-se impraticável definir a frequência de zonas de ultrapassagem que cada via deve garantir. O que a AASHTO [7] fez foi, com base no conhecimento empírico, definir o comprimento mínimo a garantir nas zonas de ultrapassagem das estradas de duas vias, em função da velocidade de projeto das mesmas (Tabela 14).

Tabela 14- Comprimento mínimo das Zonas de Ultrapassagem [7].

Velocidade (km/h)	Comprimento Mínimo da Zona de Ultrapassagem (m)
40	140
50	180
60	210
70	240
80	240
90	240

As Normas do Traçado Portuguesas [6] estabelecem, para o comprimento de zonas de não ultrapassagem, um valor máximo de 1,5 km e, excecionalmente, mediante justificação, pode atingir os 3,0 km.

Note-se que a existência de extensões consideráveis em que as manobras de ultrapassagem são proibidas conduz à formação de pelotões de veículos, atrás do veículo mais lento, e a um consequente aumento considerável dos tempos de percurso com atraso. Nestes casos, os veículos mais rápidos poderão ser levados a realizar, embora de forma ilegal, manobras de ultrapassagem, que nestas situações são particularmente perigosas e potenciadoras de acidentes rodoviários graves.

4.3. INCREMENTO DAS ZONAS DE ULTRAPASSAGEM

Por vezes, devido às condicionantes geométricas ou ao elevado tráfego da via, não é possível garantir distância de visibilidade ou oportunidades de ultrapassagem suficientes. Nestes casos, a norma do traçado, revista pelo INIR [3], prevê a implementação de vias adicionais para proporcionar a necessária percentagem de zonas de ultrapassagem e/ou para eliminar a interferência de veículos pesados e lentos. Essas vias podem ser colocadas num ou nos dois sentidos da estrada (Figura 27 e Figura 28). Estes trechos são particularmente vantajosos em terreno ondulado, nomeadamente quando o traçado é sinuoso ou quando o perfil tem traineis de extensão crítica.

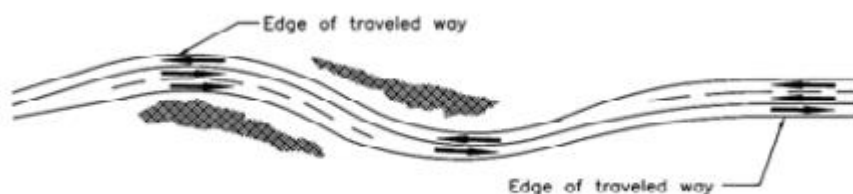


Figura 27-Secção de quatro vias em estradas de duas vias [7].

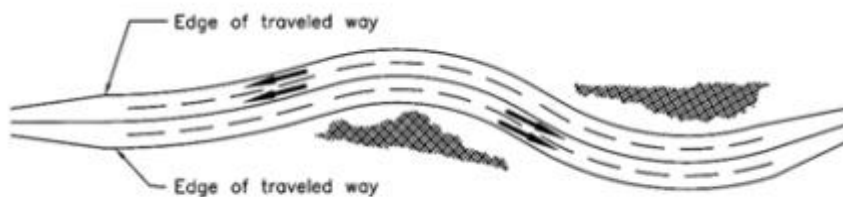


Figura 28- Secção de três vias em estradas de duas vias [7].

4.3.1. VIAS ADICIONAIS DE ULTRAPASSAGEM

A introdução deste tipo de vias, não decorre necessariamente de inclinações acentuadas. Têm o objetivo de aumentar a qualidade operacional em secções com baixa capacidade para, pelo menos, a mesma qualidade de serviço das secções de estrada adjacentes (homogeneização da qualidade de serviço). A qualidade operacional é ainda aumentada com a redução dos atrasos causados por zonas com inadequadas oportunidades de ultrapassagem em comprimentos de estradas significativos (10 a 100 km) [7].

A localização deste tipo de vias deve ser realizada em zonas onde pareça lógico para o condutor. A implantação das vias adicionais de ultrapassagem é mais lógica em locais onde a distância de visibilidade de ultrapassagem é restrita do que em longas retas onde é possível ultrapassar sem vias de ultrapassagem. Por outro lado, no início (alargamento) e no fim (afunilamento) das vias de ultrapassagem, deve existir um *taper*, no mínimo com o comprimento de 300 metros, de modo a assegurar uma distância de visibilidade segura.

Não devem ser construídas vias adicionais de ultrapassagem caso existam habitações nas redondezas ou nas seções próximas de interceções para evitar movimentos de inversão de marcha em zonas onde seriam encorajadas ultrapassagens [7].

A AASHTO [7] recomenda, no mínimo 300 metros de comprimento para as vias adicionais de ultrapassagem, excluindo os *tapers* inicial e final. Assim, é possível ao veículo ultrapassante realizar a manobra e voltar à sua via sem que tenha de ocupar a via destinada ao tráfego de sentido oposto ao seu. Normalmente, a extensão destas vias é entre os 0,5 e os 3,2 km, sendo que aumenta quanto maior for o volume de tráfego. Quanto à largura das vias deverão ter, normalmente, a mesma largura das outras vias e devem possuir uma berma com o mínimo de 1,2 metros de largura.

4.3.2. VIAS ADICIONAIS EM RAMPA

A construção deste tipo de vias resulta da avaliação de dois fatores: extensão do trainel e volume de tráfego. A existência de traineis com grande extensão resulta na redução da velocidade dos veículos pesados e dos que os seguem, principalmente quando os volumes de tráfego são elevados, tendo como consequência a redução do nível de serviço. Caso o volume de tráfego seja reduzido, mesmo que a extensão do trainel seja superior à crítica (Tabela 15), não é economicamente viável implementar uma via adicional. O elevado volume de tráfego é portanto, condição necessária mas não suficiente e a construção de uma via adicional para veículos lentos é então determinada pela necessidade de manter o nível de serviço previsto no resto do traçado [3].

Tabela 15- Extensão crítica dos traineis [3].

Inclinação do Trainel (%)	Extensão Crítica (m)
3	420
4	300
5	230
6	180
7	150
8	120

O INIR [3] verificou que a construção deste tipo de vias apenas conduz a benefícios para traineis com inclinação igual ou superior a 4% sendo que quanto maior a inclinação do trainel, maior será, logicamente, o benefício.

A extensão das vias adicionais em rampa deve ser tal que não cause impaciência aos condutores que a pretendem utilizar para ultrapassar um veículo lento. O INIR [3] recomenda, no mínimo, 500 metros (excluindo os *tapers* de transição).

Para que a visibilidade dos condutores não seja afetada, de tal modo que possam não se aperceber a tempo da aproximação de um outro veículo em sentido oposto, neste tipo de vias adicionais é considerada, em perfil longitudinal, uma extensão de transição final em função da velocidade base (Tabela 16). A Figura 29 mostra como esta extensão deve ser implementada na via adicional, em concordância com o perfil longitudinal.

Tabela 16- Convergência das vias adicionais em rampa [3].

Velocidade Base (km/h)	Extensão (m)
60	140
80	230
100	300
120	380
140	460

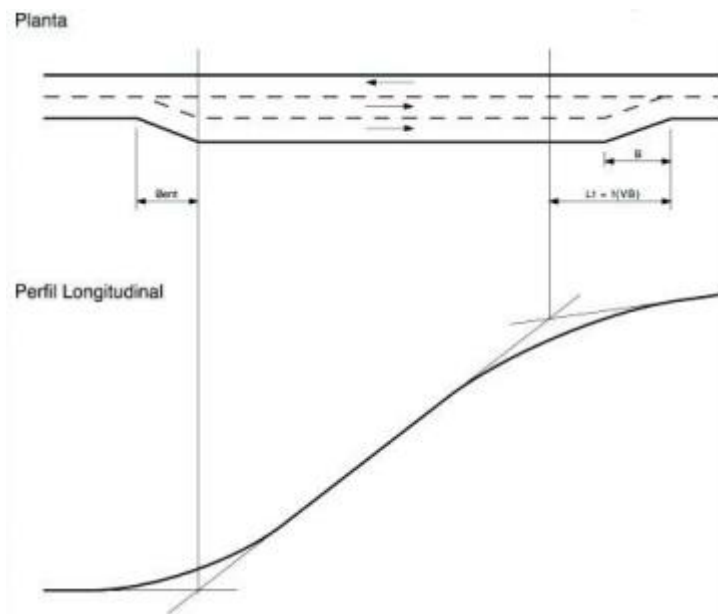


Figura 29- Vias adicionais em rampa [3].

4.3.3 VIAS ADICIONAIS EM DECLIVE

Nos declives, os veículos pesados podem reduzir a sua velocidade para 20 km/h e portanto, a redução de operacionalidade da estrada pode ser tão grave como nas rampas. Tal facto faz com que também em certas vias em declive seja necessário a implementação de vias adicionais. Empiricamente, o INIR [3] define que é necessário a existência de vias adicionais de ultrapassagem para estradas com inclinação igual ou superior a 6% e extensão igual ou superior a 1 km.

5

CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é realizada a análise do troço de uma estrada situada no México no que diz respeito à distância de visibilidade de ultrapassagem com vista a conhecer as secções da estrada onde se pode permitir ou não as manobras de ultrapassagem.

No subcapítulo 5.2 será explicado como foram medidas as distâncias de visibilidade de 20 em 20 metros, quer em perfil longitudinal quer em planta, de modo a obter a máxima distância de visibilidade que em cada ponto da estrada está garantida.

Por sua vez, no subcapítulo 5.3 serão apresentados os resultados obtidos e o tratamento dos mesmos.

Na secção 5.4 será calculado o nível de serviço que a estrada garante perante as suas condições geométricas e de tráfego esperadas.

Por fim, na secção 5.5, com base nos resultados obtidos em 5.3 e 5.4, identificam-se os problemas observados na estrada e são apresentadas possíveis soluções para os mesmos.

5.2. MEDIÇÃO DAS DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE DE ULTRAPASSAGEM

O caso de estudo considerado neste trabalho é um troço de uma estrada no México com 10 km, com estaqueamento realizado de 20 em 20 metros, iniciando-se no quilómetro 667+720 e término no quilómetro 677+720. O projeto desta estrada, em planta e em perfil, foi facultado pelo GEG e pode ser consultado no anexo deste trabalho.

Na tabela seguinte apresenta-se um resumo das características principais da geometria do traçado do troço em estudo que foi projetado para uma velocidade base de 70 km/h.

Tabela 17- Resumo da geometria do traçado

P L A N T A	Raio mínimo	412 m
	Raio máximo	2286 m
	Extensão em curva	5049 m
	Extensão em reta	4951 m
P E R F I L	Inclinação mínima	0,57%
	Inclinação máxima	6%
	R_{min} concordância convexa	7200 m
	R_{min} concordância côncava	4566 m
	Extensão em trainel	5410,5 m
	Extensão em concordância	4589,5 m

A velocidade de tráfego (V_{85}), parâmetro referido no capítulo 2 e que interessa para a determinação das distâncias de visibilidade, nomeadamente a de ultrapassagem, é de 90 km/h

Segundo as Normas de Traçado, revistas pelo INIR [3], a DVU deve ser igual a 7 vezes a V_{85} , pelo que, neste caso, a estrada deve garantir uma DVU de 630 metros.

No entanto, segundo a norma de marcação da sinalização de proibição de ultrapassagem, elaborada por Roque [4] para o INIR, deve ser seguido o critério de Glennon e o valor a considerar deve ser apenas de 70% de DVU, logo, para a velocidade de tráfego de 90 km/h, a distância mínima que a estrada deve de garantir é de 440 metros (Ver Tabela 12).

A medição das distâncias de visibilidade começará a 440 metros do início da estrada (quilómetro 668+160) e terminará também a 440 metros antes do final da mesma (quilómetro 677+260), isto para que haja sempre estrada, quer num sentido, quer noutro, onde se possa visar a distância mínima de visibilidade de ultrapassagem que a estrada deve garantir.

Por simplificação, não se tratou de forma diferenciadas as zonas de aterro e de escavação, considerando critérios específicos de medição para os dois casos, por não se saber se estão planeadas banquetas de visibilidade, no caso da escavação, ou se há vegetação que dificulte a visibilidade do condutor, no caso do aterro. Assim, em planta, como se poderá ver posteriormente, o obstáculo físico considerado foi a extremidade da berma.

Todas as medições foram realizadas através do *software* de desenho *Autocad Civil 3D*.

5.2.1. MEDIÇÃO EM PLANTA

Em planta a metodologia usada foi a seguinte:

- Desenha-se uma circunferência de raio igual a 440 metros com centro no ponto onde se pretende conhecer a distância de visibilidade (Figura 30);

- Desenham-se duas linhas com início nesse ponto e fim, cada uma, nas duas interseções da circunferência com o eixo da estrada, de modo a verificar a distância de visibilidade para os dois sentidos de circulação (Figura 31);
- Caso a linha não corte a berma da estrada, a distância de visibilidade de ultrapassagem mínima de 440 metros está garantida. Caso a linha corte a berma da estrada, desenha-se outra linha, com início no mesmo ponto, que seja tangente à berma da estrada e termine no eixo da mesma. O comprimento dessa última linha é a distância de visibilidade que, daquele ponto, é garantida para o correspondente sentido em análise (Figura 32).

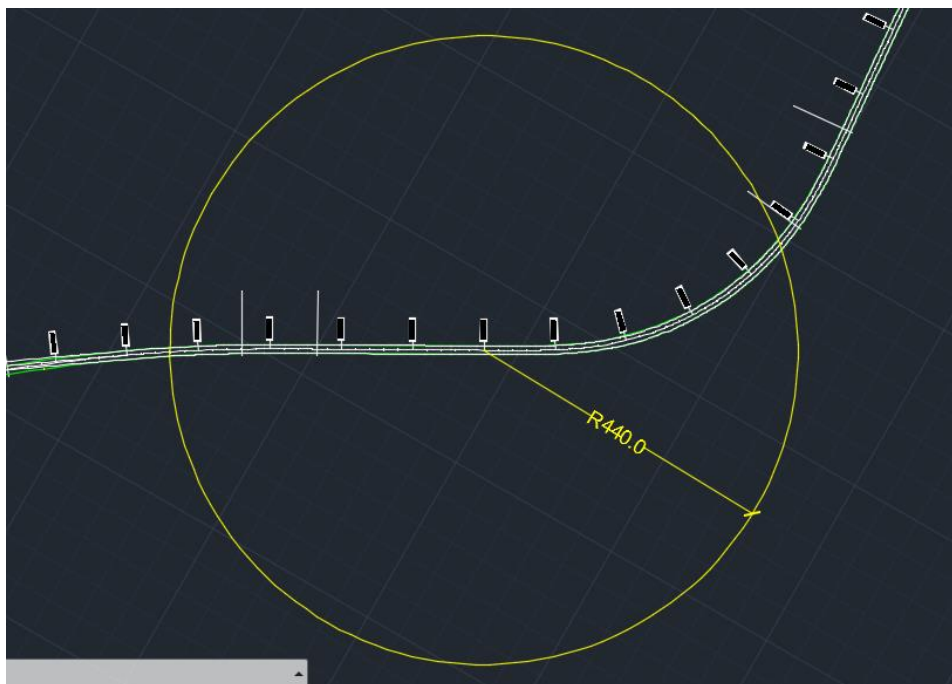


Figura 30- Circunferência de 440 metros com centro no ponto onde se pretende verificar a DVU.

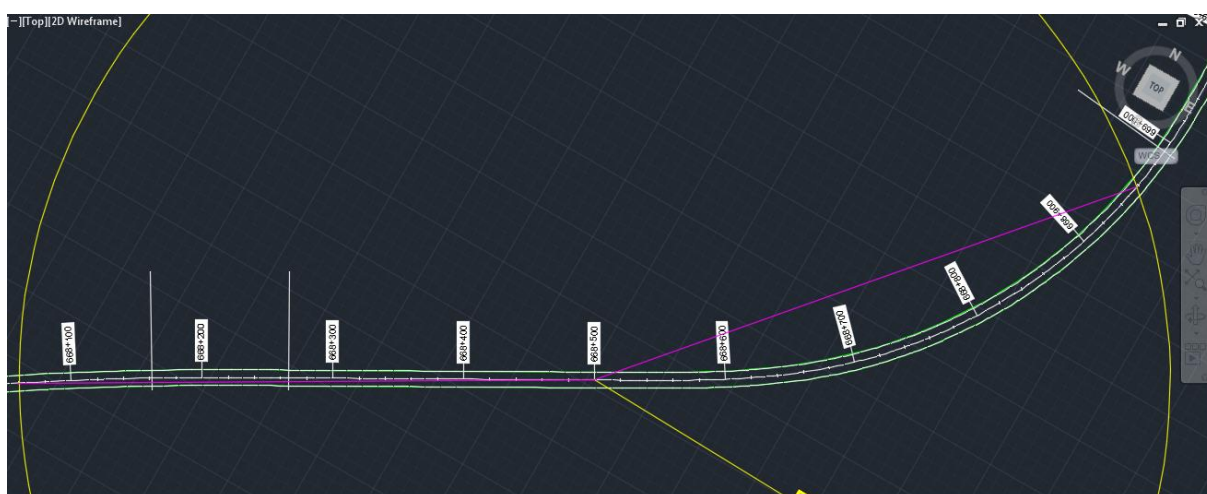


Figura 31- Linhas desde o ponto a verificar a DVU até interseção da circunferência com o eixo da estrada.

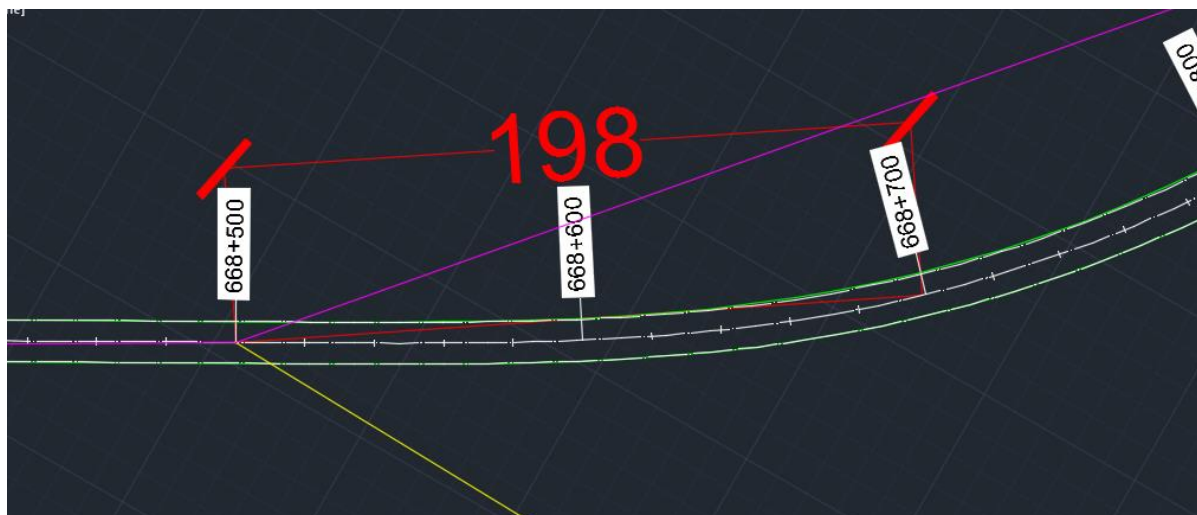


Figura 32- Linha tangente ao obstáculo no sentido onde a DVU não é cumprida e determinação da distância de visibilidade que garante.

5.2.2. MEDIÇÃO EM PERFIL LONGITUDINAL

Para a verificação da DVU em perfil longitudinal a metodologia utilizada foi a seguinte:

- Cria-se de uma linha “imaginária” paralela à rasante do traçado com 1 metro de distância que representa simultaneamente a altura dos olhos do condutor e a altura do obstáculo que deve ser observado pelo mesmo (Figura 33);
- Desenharam-se duas linhas verticais a 440 metros do ponto da rasante onde se pretende verificar a DVU, uma à sua esquerda e outra à sua direita, para poder analisar os dois sentidos de circulação (Figura 34);
- Desenharam-se duas retas. Ambas com origem na linha imaginária, criada inicialmente, no quilómetro em análise (representa a altura dos olhos do condutor) com fim na interseção de cada uma das linhas desenhadas anteriormente com a linha imaginaria (representa a altura do obstáculo observado pelo condutor) (Figura 35);
- Se as retas desenhadas anteriormente não intercetarem a linha da rasante, a DVU está assegurada mas, caso intersetem, então deverá desenharmos uma outra reta, com início no mesmo ponto onde se iniciaram as retas criadas no ponto anterior, tangente à rasante e que termine na linha imaginária. A distância horizontal dessa reta é o valor da visibilidade que é garantida naquele ponto, para o corresponde sentido (Figura 36).

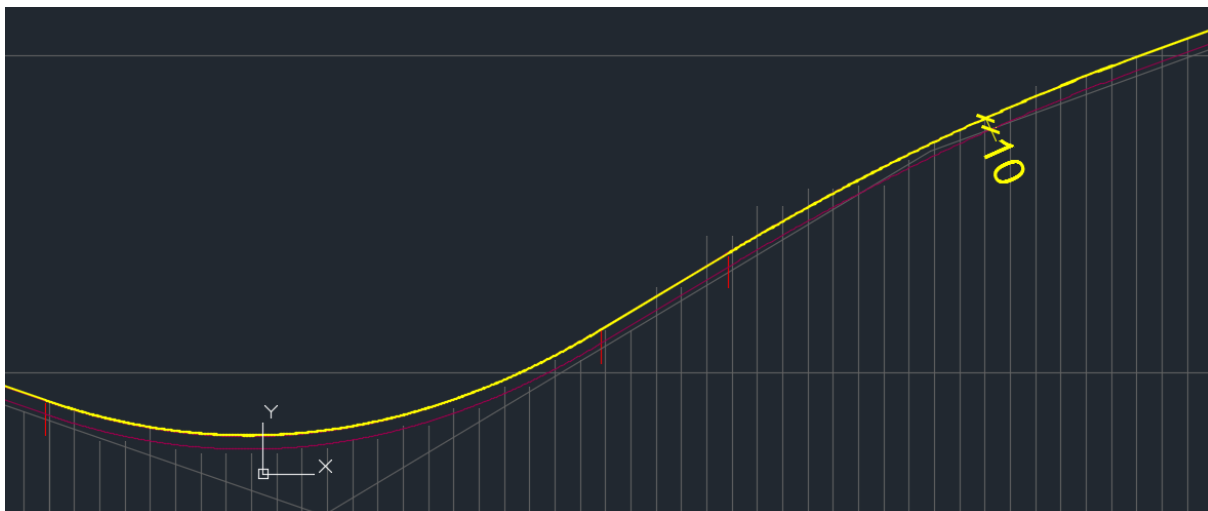


Figura 33- Criação da linha imaginária.

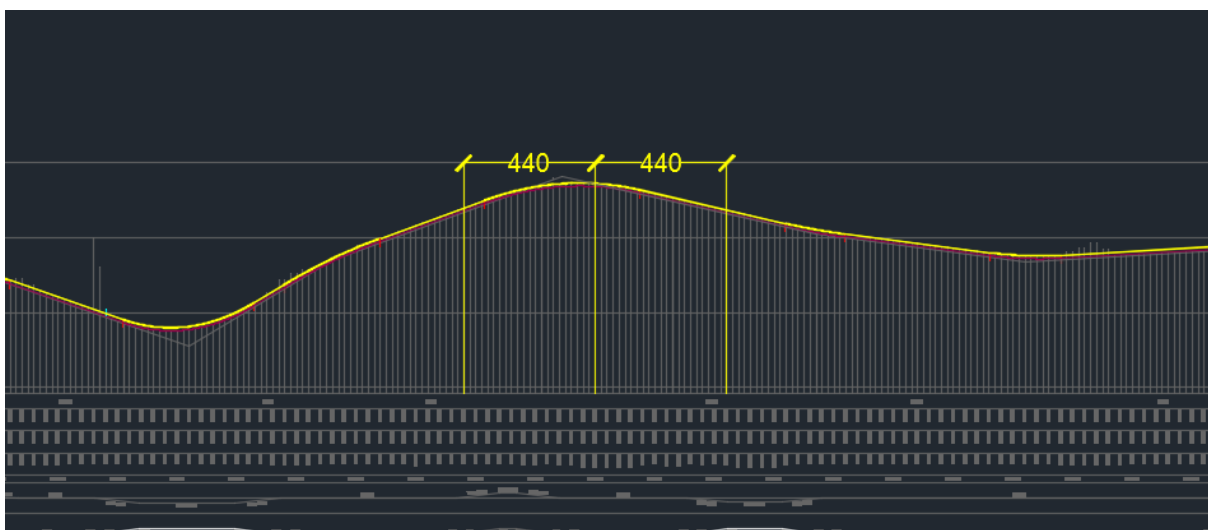


Figura 34- Criação das linhas verticais a 440 metros do ponto que está a ser estudado.

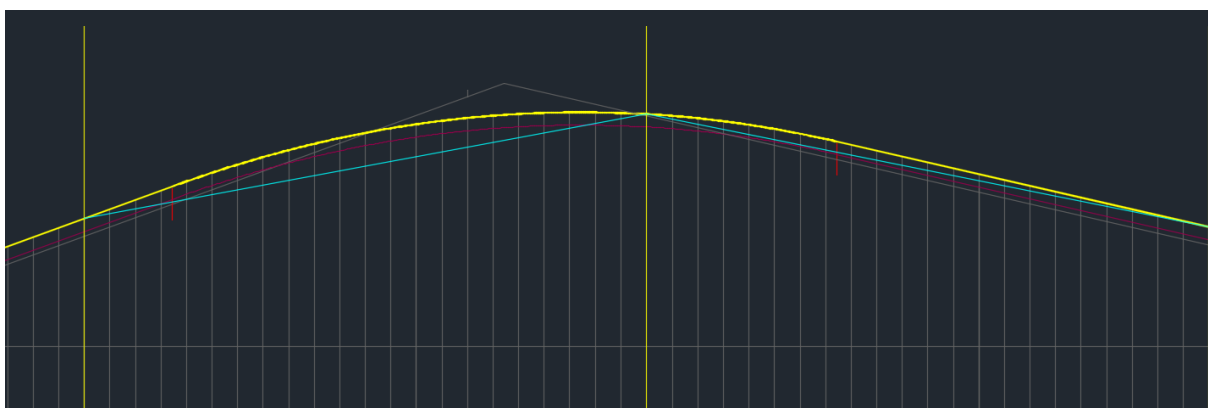


Figura 35- Desenho das linhas de verificação da DVU em ambos os sentidos para o perfil longitudinal.

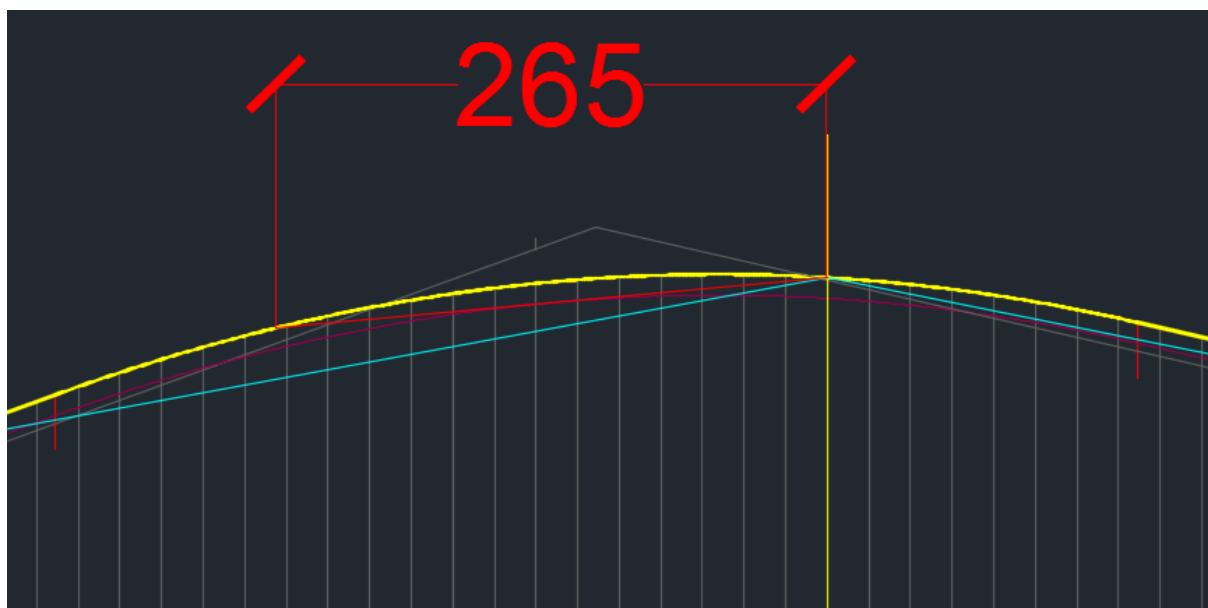


Figura 36- Determinação da distância de visibilidade garantida em perfil longitudinal para aquele sentido de circulação.

5.3. RESULTADOS

Os resultados obtidos podem ser consultados nas duas tabelas apresentadas em anexo. Cada uma representa um sentido de circulação. Definiu-se como “Sentido 1” o que começa ao km 668+160 e termina em 667+260, sendo o “Sentido 2”, logicamente, o oposto. Os pontos onde a DVU está garantida, ou seja, a visibilidade é maior que 440 metros, serão assinalados com “OK”, nos restantes, constará o valor máximo de visibilidade que é garantida e que foi medida como explicado no subcapítulo anterior.

Nas tabelas 18 e 19 apresenta-se apenas um resumo correspondente aos dois sentidos de circulação, considerando a distância de visibilidade assegurada pelo traçado em planta, pelo traçado em perfil longitudinal e pela combinação dos dois traçados, correspondente à visão tridimensional propiciada ao condutor.

Tabela 18- Resumo dos resultados para o Sentido 1.

	Perfil	Planta	Combinação
Comprimento de estrada com visibilidade (m)	6800	4840	2260
% ZONAS ULTRAPASSAGEM	75	53	25

Tabela 19- Resumo dos resultados para o Sentido 2.

	Perfil	Planta	Combinação
Comprimento de estrada com visibilidade (m)	6800	4580	2260
% ZONAS ULTRAPASSAGEM	75	50	25

Após a verificação e medição da DVU, quer em perfil longitudinal quer em planta, cruzaram-se os dados para cada ponto de modo a obter a máxima distância de visibilidade que é garantida, sendo essa distância a menor das duas (perfil e planta). Com esse valor fica-se, finalmente, a conhecer as secções de estrada onde é possível marcar linha axial contínua (proibição de ultrapassagem) ou descontínua (permissão de ultrapassagem), para cada sentido.

No entanto, nem em todas as secções onde a distância de visibilidade é maior ou igual a 440 metros se poderá permitir a ultrapassagem. Como já foi referido no capítulo 4, tanto o INIR [3] como a AASHTO [7] definem um valor mínimo de comprimento para as zonas de ultrapassagem (Tabela 13 e Tabela 14). Neste estudo, serão adotadas as recomendações da AASHTO. Pela observação da Tabela 14, para uma velocidade de tráfego de 90 km/h o comprimento mínimo da zona de ultrapassagem é de 240 metros. Logo, todas as secções onde a DVU seja garantida por uma extensão menor que 240 metros não será marcada como zona de ultrapassagem permitida.

Tendo em conta todos estes fatores, chegou-se a um resultado de 25% de zonas de ultrapassagem, em todo o traçado. Em anexo, pode-se consultar os diagramas de marcação para cada um dos sentidos.

Posteriormente, realizou-se uma simulação considerando velocidades de tráfego mais reduzidas, podendo os resultados obtidos ser observados na tabela seguinte.

Tabela 20-Simulação de resultados para diferentes velocidades.

V₈₅ (km/h)	DVU (m)	% Zonas de Ultrapassagem	
		Sentido 1	Sentido 2
90	440	25	25
80	390	27	26
70	340	38	38
60	295	42	42
50	245	57	57

5.4. DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

O cálculo do nível de serviço propiciado pela estrada que constitui o caso de estudo será realizado com base na metodologia apresentada pelo HCM [12].

5.4.1. CARACTERIZAÇÃO DO TERRENO

Primeiramente importa definir o tipo de terreno em que a estrada se encontra (plano, ondulado ou montanhoso). A Tabela 21 caracteriza os traineis da estrada, que podem ser observados no perfil longitudinal.

Tabela 21- Caracterização dos traineis da estrada.

Trainel	i (%)		L (Km)
	Sentido 1	Sentido 2	
1	-3,45	3,45	0,68
2	6,00	-6,00	0,48
3	3,63	-3,63	0,77
4	-2,29	2,29	0,85
5	-1,28	1,28	0,71
6	0,57	-0,57	0,96
7	2,98	-2,29	0,09
8	-5,99	5,99	1,02
9	0,58	-0,58	1,28
10	5,33	-5,33	1,2
11	-4,72	4,72	0,27

Como já aqui foi mencionado, o HCM [12], considera que caso existam traineis, simultaneamente, com comprimento maior que 1 km e inclinação superior a 3% devem ser tratados como **traineis isolados**.

No presente caso em estudo, os traineis 8 e 10 são traineis isolados, sendo posteriormente determinado qual deles condicionará o NS da estrada.

5.4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRADA

A Figura 37 representa um esquema do perfil transversal tipo da estrada, sem escala. O perfil transversal tipo à escala 1/500 pode ser consultado em Anexo.

$$FFS = BFSS - f_{LS} - f_A \quad (37)$$

Onde,

- f_{LS} é o fator de ajustamento devido à largura das vias e das bermas;
- f_A é o fator de ajustamento devido aos pontos de acesso.

O valor de f_{LS} pode ser consultado no quadro 15-7 do HCM [12] e para esta estrada considerou-se o valor de 0,7 ($f_{LS}=0,7$).

Por sua vez, f_A pode ser consultado no quadro 15-8 do HCM [12] e considerou-se o valor de 0 ($f_A=0$).

Sendo assim, pode-se calcular o valor de FFS:

$$FFS = 100 - 0,7 - 0 = 99,3 \text{ Km/h} \quad (38)$$

Quanto ao débito, e visto que se terá de tratar de traineis isolados, será necessário calcular o débito para cada sentido.

- $v_{d,ATS}$ representa o débito para o sentido em estudo, para o cálculo de ATS;
- $v_{o,ATS}$ representa o débito para o sentido oposto ao estudado, para o cálculo de ATS;

$v_{d,ATS}$ é calculado pela seguinte expressão:

$$v_{d,ATS} = \frac{V * (\text{repartição por sentido})}{PHP * f_{G,ATS} * f_{HV,ATS}} \quad (39)$$

Onde:

- $f_{G,ATS}$ é o fator de ajustamento devido ao tipo de terreno ou declive, para cálculo da ATS.
- $f_{HV,ATS}$ é o fator de ajustamento devido aos veículos pesados, para o cálculo de ATS e pode ser dado por:
-

$$f_{HV,ATS} = \frac{1}{1 + P(E_{ATS} - 1)} \quad (40)$$

Onde E_{ATS} é o fator de equivalência de camiões, no cálculo de ATS.

O valor de $f_{G,ATS}$ pode ser consultado no quadro 15-10 e o valor de E no quadro 15-13 do HCM [12]. Assim, para $V=1000*0,5$ veic/h, num sentido, obtêm-se os seguintes valores para os dois traineis isolados:

Tabela 22- Valores de E e f_G para os traineis 8 e 10.

Trainel	$f_{G,ATS}$	E_{ATS}	$f_{HV,ATS}$	E_{ATS}^* $f_{HV,ATS}$
8	0,91	6,75	0,465	0,423
10	0,89	7,5	0,435	0,387

Como o produto dos dois fatores em questão entra em denominador no cálculo do débito, o valor que conduzirá a um maior débito será o menor dos dois. Neste caso, o trainel que causará maiores problemas é então, o trainel 10.

Assim, pode-se calcular o valor de $v_{d,ATS}$:

$$v_{d,ATS} = \frac{1000 * 0,5}{0,88 * 0,387} = 1468 \text{ uvl/h} \quad (41)$$

No sentido oposto tem de se considerar o trainel descendente; para esse caso, $f_{G,ATS}$ é sempre 1 e E_{ATS} deve ser consultado no quadro 15-11 do HCM [12]. Neste caso adotou-se o valor de 1,2.

Então, $v_{o,ATS}$ é obtido por:

$$v_{o,ATS} = \frac{1000 * 0,5}{0,88 * 1 * \left(\frac{1}{1 + 0,2 * (1,2 - 1)} \right)} = 592 \text{ uvl/h} \quad (42)$$

Quanto ao valor de $f_{np,ATS}$, necessário para o cálculo final de ATS, pode ser consultado no quadro 15-15 do HCM [12]. Foi, no entanto, necessário fazer uma interpolação para se chegar ao seu valor exato:

Tabela 23- Interpolação para o cálculo de $f_{np,ATS}$ (Valores para uma FFS de 100 km/h≈99,3)

$v_{o,ATS}$ (uvl/h)	% Zonas de Não Ultrapassagem		
	60	75	80
400	4,1		4,4
592	2,7	3	3,1
600	2,6		3,0

Como se pode, ver na Tabela 23, $f_{np,ATS} = 3$.

Finalmente, pode-se obter o valor de ATS:

$$ATS = 99,3 - 0,0125 * (1468 + 592) - 3 = 70,55 \text{ km/h} \quad (43)$$

Neste ponto, se o nível de serviço para a estradas de Classe I apenas dependesse de ATS, podia-se dizer que a estrada oferece um nível de serviço C (Ver Tabela 7). Porém, como se sabe, também depende do tempo d e percurso com atraso que será calculado a seguir.

5.4.4.2. Determinação do tempo de percurso com atraso (PTSF)

Para o cálculo de PTSF é necessário calcular de novo o débito para cada sentido de circulação. O método de cálculo é análogo ao usado anteriormente. No entanto, os fatores de ajustamento e equivalência são diferentes.

$v_{d,PTSF}$ pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$v_{d,PTSF} = \frac{V * (repartição por sentido)}{PHP * f_{G,PTSF} * f_{HV,PTSF}} \quad (44)$$

Onde:

- $f_{G,PTSF}$ é o fator de ajustamento devido ao tipo de terreno ou declive, para cálculo da PTSF.
- $f_{HV,PTSF}$ é o fator de ajustamento devido aos veículos pesados, para o cálculo de PTSF e por de ser dado por:
-

$$f_{HV,PTSF} = \frac{1}{1 + P(E_{PTSF} - 1)} \quad (45)$$

Onde E_{PTSF} é o fator de equivalência de camiões, no cálculo de PTSF.

O valor de $f_{G,PTSF}$ pode ser consultado no quadro 15-17 e o valor de E_{PTSF} no quadro 15-19 do HCM [12].

No do trainel 10 e para $V=500$ veic/h num sentido:

- $f_{G,PTSF}=1$;
- $E_{PTSF}=1$

Então,

$$f_{HV,PTSF} = \frac{1}{1 + 0,2(1 - 1)} = 1 \quad (46)$$

E,

$$v_{d,PTSF} = \frac{1000 * 0,5}{0,88 * 1 * 1} = 568 \text{ uvl/h} \quad (47)$$

No sentido oposto tem de se considerar o trainel descendente; para esse caso, $f_{G,PTSF}$ é sempre 1 e E_{ATS} deve ser consultado no quadro 15-18 do HCM [12]. Neste caso toma o valor de 1.

Como $f_{G,PTSF}$ e E_{PTSF} são iguais quer no sentido em estudo, quer no sentido oposto, o débito será igual nos dois sentidos. Logo $v_{d,PTSF}=v_{o,PTSF}=568$ uvl/h.

O tempo de percurso com atraso, para o sentido em estudo ($PTSF_d$), é dado pela equação seguinte:

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np,PTSF} * \left(\frac{v_{d,PTSF}}{v_{d,PTSF} + v_{o,PTSF}} \right) \quad (48)$$

Onde:

- $f_{np,PTSF}$ é o fator de ajustamento devido ao efeito das zonas de não ultrapassagem, para o cálculo de $PTSF$;
- $BPTSF_d$ é o tempo de percurso com atraso base e pode ser cálculo através da equação abaixo.
-

$$BPTSF_d = 100 * (1 - e^{a*v_d^b}) \quad (49)$$

- a e b são coeficiente que podem ser consultados no quadro 15-20 do HCM [12].

Para v_o de 568 uvl/h foi necessário fazer duas interpolações para obter os valores de a e b.

Tabela 24- Interpolação para o coeficiente a.

$v_{o,PTSF}$ (uvl/h)	a
400	-0,057
568	-0,093
400	-0,1

Tabela 25- Interpolação para o coeficiente b.

$v_{o,PTSF}$ (uvl/h)	b
400	0,479
568	0,424
400	0,413

O valor de $f_{np,PTSF}$ deve ser consultado no quadro 15-21 do HCM [12]. Também, para a determinação desse valor teve-se que realizar uma interpolação (Tabela 26).

Tabela 26- Interpolação para determinar $f_{np,PTSF}$.

$(v_d+v_o)_{PTSF}$ (uvi/h)	% Zonas de Não Ultrapassagem		
	60	75	80
800	44		44,8
1136	34	34,7	35,1
1400	26,2		27,4

Assim, pode-se, finalmente, calcular o valor de $PTSF_d$.

$$PTSF_d = 100 * (1 - e^{-0,093 * 568^{0,424}}) + 34,7 * \left(\frac{568}{568 + 568} \right) = 74,6 + 17,35 = \mathbf{91,95\%} \quad (50)$$

Agora, conjugando o valor de ATS, calculado anteriormente e este valor de $PTSF_d$, pode-se concluir que o Nível de Serviço oferecido pela estrada é o E.

5.5. PROBLEMAS OBSERVADOS E POSSÍVEIS SOLUÇÕES

5.5.1 PROBLEMAS OBSERVADOS

Com base nos resultados obtidos nos dois subcapítulos anteriores é relativamente fácil de perceber que, para as atuais condições geométricas e de tráfego, a estrada analisada apresenta graves problemas de operação.

Como neste trabalho já foi referido, a Norma do Traçado [3] recomenda que pelo menos 40% da extensão das estradas garanta a possibilidade de ultrapassagem. Recomenda também que não existam extensões onde a ultrapassagem não seja permitida maiores que 1,5 km e como limite máximo considera 3 km.

A estrada em estudo não cumpre nenhum destes requisitos. Apenas em 25% da extensão da estrada estão reunidas as condições para a realização de manobras de ultrapassagem e existe um troço com 3,7 km onde não é permitida a ultrapassagem.

Dadas estas condições, é de esperar que o nível de serviço que a estrada propicia aos utentes seja bastante reduzido e que o atraso a que os veículos estão sujeitos seja significativo, sobretudo devido às reduzidas possibilidades de ultrapassagem resultantes das características geométricas adotadas. O nível de serviço E significa que o congestionamento da via será muito frequente, resultante de uma percentagem de percurso com atraso muito elevada.

5.5.2 SOLUÇÕES PROPOSTAS

O perfil longitudinal da estrada que constitui o caso de estudo bem como o traçado em planta propiciam, isoladamente, uma percentagem de zonas de ultrapassagem maior que 50 %, no entanto, na combinação dos dois traçados, ou seja na vista tridimensional do traçado pelo condutor, a percentagem de zonas de ultrapassagem diminui para menos de metade. Assim, uma solução possível seria conjugar

o perfil longitudinal com a planta, de modo a combinar as concordâncias verticais com as curvas horizontais de raio apertado que propiciam distâncias de visibilidade menores. Uma vez que o traçado em planta já está definido e a sua modificação altera todo o projeto geométrico da estrada, é mais prático alterar o perfil longitudinal. Esta medida de coordenação da planta com o perfil longitudinal poderia, por exemplo, ser aplicada nos troços desde o quilómetro 668+680 até 668+980, desde o quilómetro 672+440 até 672+860 e desde 674+280 até 675+700.

Como se pode ver na Tabela 20, para uma velocidade de 70 km/h, a percentagem de zonas de ultrapassagem é praticamente igual a 40%, portanto, se se impuser, através de sinalização vertical, uma velocidade de circulação máxima (velocidade limite legal) de 70 km/h, o problema poderia ficar resolvido, sem custos e trabalhos adicionais, embora aumentando o tempo de percurso para os utentes da estrada.

Outra solução passaria pela implementação de vias adicionais em rampa, vias adicionais em declive ou e/ou, simplesmente vias adicionais de ultrapassagem. No trainel 8, (673+490 até 674+514) é justificável quer uma via adicional em declive no sentido 1 (inclinação igual a -6% e extensão superior a 1 km), quer uma via adicional em rampa no sentido 2 (inclinação igual a 6% e extensão superior a 180 m- Ver Tabela 15). Com esta medida, ficar-se-ia com cerca de 36% de zonas de ultrapassagem, em todo o traçado e o troço de 3,7 km sem visibilidade suficiente para permitir a realização da manobra de ultrapassagem ficaria dividido em dois, com pouco mais de 1 km de extensão cada. Para se conseguir o valor mínimo de 40% de zonas de ultrapassagem, poder-se-ia ainda, prever uma via adicional de ultrapassagem com 0,5 km de comprimento (valor mínimo) no troço que se inicia no quilómetro 669+800 e com término em 670+300, no sentido 1, e para o sentido 2 na extensão desde o quilómetro 668+160 até ao quilómetro 668+660.

Em último caso, e apenas se nenhuma das soluções propostas anteriormente não fossem possíveis de realizar, no troço de 3,7 km sem oportunidades para os condutores realizarem manobras de ultrapassagem, poder-se-ia implementar a solução prática descrita no subcapítulo 4.1.1 e esquematizada nas figuras 25 e 26 deste trabalho.

As soluções propostas não pretendem ser exaustivas nem tão pouco foram desenvolvidas de forma a serem implementadas, pretendendo-se apenas elencar um conjunto de soluções que podem contribuir para um aumento da percentagem das zonas do traçado em que as manobras de ultrapassagem se podem realizar contribuindo inequivocamente para uma melhoria das condições de operação propiciadas aos utentes da estrada.

6

CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

6.1. CONCLUSÕES

As estradas de duas vias e dois sentidos são fundamentais nas redes viárias de todos os países, garantindo de forma complementar e com intensidade distinta, consoante a área em que se inserem, funções quer de mobilidade quer de acessibilidade. Algumas delas, pelo meio em que se inserem, constituem-se como estradas recreativas e noutros casos são o único meio de servir as pequenas populações e comunidades. Cada uma destas funções podem tornar-se mais ou menos importantes conforme a área onde a estrada estiver inserida.

A velocidade é o elemento principal para o projeto de estradas, pois é o ponto de partida para a definição de todos os outros elementos (raio mínimo em planta, inclinação máxima dos traineis, perfil transversal tipo, raio mínimo das concordâncias verticais e distâncias de visibilidade). Porém, a velocidade a que cada condutor circula numa estrada irá depender sempre, além das limitações legalmente impostas, das características geométricas da estrada, das condições climatéricas, da presença de outros veículos, da capacidade, treino e experiência do condutor e das características do veículo que conduz. Por tudo isto, é usual os veículos circularem com velocidades distintas entre si, na mesma rodovia.

No caso particular das estradas de duas vias e dois sentidos, para que um condutor possa circular à velocidade que deseja deve ser capaz de efetuar sucessivas manobras de ultrapassagem, de modo a não sofrer atrasos significativos no seu percurso ou reduções da sua velocidade média, devido à presença de outros veículos mais lentos. Para isso, como se sabe, nestas estradas é necessário que o veículo ocupe a via de circulação contrária àquela em que circula, o que faz das manobras de ultrapassagem, neste tipo de estradas, uma manobra potencialmente perigosa, podendo resultar feridos graves ou até mesmo vítimas mortais quando não são realizadas em condições de segurança.

Para que um veículo possa realizar uma manobra de ultrapassagem deve existir um intervalo de tempo entre veículos sucessivos que circulam no sentido contrário com amplitude suficiente, para que consiga completar a manobra sem interferir com o veículo oposto, isto é, sem que o mesmo tenha de reduzir a sua velocidade, a fim de evitar um choque frontal. Por outro lado, e não menos importante, não devem existir restrições de visibilidade.

A visibilidade é, assim, outro critério importantíssimo no projeto de estradas. A obtenção de condições de segurança da circulação e de nível de serviço satisfatórias pressupõem a disponibilização de determinadas distâncias de visibilidade mínimas, de forma a ser possível a execução de manobras de paragem atempada dos veículos (distância de visibilidade de paragem) e de ultrapassagem seguras

(distância de visibilidade de ultrapassagem). Adicionalmente, na proximidade de locais de mudança da expectativa dos condutores e de zonas de decisão ao nível da navegação ou de receção de informação complexa, devem existir distâncias de visibilidade que permitam ao condutor executar atempadamente as ações decorrentes das decisões complexas a tomar nessas situações (distância de visibilidade de decisão) [3].

Embora todas as distâncias de visibilidade sejam fundamentais no projeto de estradas, no caso das estradas de duas vias e dois sentidos as manobras de ultrapassagem são fundamentais, quer no que respeita às condições de segurança rodoviária quer no que concerne às condições de operação, assumindo a distância de visibilidade de ultrapassagem uma importância acrescida neste tipo de estradas.

As normas portuguesas são um pouco insuficientes no que se refere às distâncias de visibilidade de ultrapassagem, baseiam-se nas normas americanas da AASHTO de 1994 e assumem que o condutor do veículo ultrapassante necessita de 25 segundos para iniciar e completar a manobra, considerando, assim, a distância de visibilidade de ultrapassagem igual a sete vezes a velocidade de tráfego. Porém, as manobras de ultrapassagem são bastante mais complexas, dependendo de diversos fatores como as velocidades dos veículos ultrapassante, a ultrapassar e oposto, das características e tipo de veículo, do tempo de perceção reação do condutor e das características geométricas.

Vários autores têm estudado este tipo de manobras com o objetivo de determinar os valores a adotar para a distância de visibilidade de ultrapassagem de forma a refletir realisticamente o comportamento dos condutores. Nalguns casos, estes estudos devem ser vistos com alguma reserva porque poderão refletir realidades locais que não poderão ser facilmente extrapoladas para outros países.

Existem dois critérios para a determinação da distância de visibilidade de ultrapassagem. O primeiro e mais conservativo é o critério geométrico e tem o objetivo de assegurar uma eficiente operacionalidade e uma frequência adequada de segmentos com condições que possibilitem a realização de ultrapassagens. O segundo é o critério de marcação rodoviária, já que a extensão em que as manobras de ultrapassagem são permitidas deverá constituir um compromisso de modo a não prejudicar nem a operacionalidade da estrada nem a segurança de circulação.

O primeiro modelo da AASHTO, o modelo de Wang *et al.* e as Normas Portuguesas apenas se centram no critério geométrico e por esse motivo apresentam valores mais conservativos. Por outro lado, os modelos de Glennon e posteriormente o de Hassan *et al.*, baseado em Glennon, já têm em conta o critério de marcação rodoviária. Glennon deu um caráter mais realista às manobras de ultrapassagem com a introdução do conceito de que caso o condutor que realiza a manobra de ultrapassagem se aperceba de um obstáculo que não lhe possibilite completar a manobra em segurança, pode retornar à sua via de circulação, desde que se encontre antes do ponto crítico (ponto onde a DVU para completar a manobra é igual à DVU para abortar a manobra, depois desse ponto).

Mais recentemente, em 2011, a AASHTO reformulou o seu modelo com base nos modelos de Glennon e Hassan *et al.*. Neste modelo mais recente da ASSHTO os valores da DVU para as diferentes velocidades são menos conservativos e já incluem o critério de marcação rodoviária.

Note-se que para a determinação da distância de visibilidade de ultrapassagem, as normas portuguesas consideram a velocidade de tráfego enquanto as normas americanas bem como os restantes modelos desenvolvidos pelos autores referidos utilizam a velocidade de projeto (base).

No que diz respeito à sinalização de proibição de ultrapassagem que se reflete fundamentalmente na marcação longitudinal, o INIR já é mais realista e baseia-se nos critérios de Glennon considerando que a distância de visibilidade de ultrapassagem para a marcação rodoviária devem ser 70% da

considerada nas normas do traçado. Desses 70%, 30% correspondem à distância de marcação da linha de pré-aviso e 40% à distância de marcação da linha axial contínua.

Por outro lado, de modo a assegurar uma eficiente operacionalidade, as estradas de duas vias e dois sentidos devem assegurar que pelo menos 40% do seu traçado garanta oportunidades de ultrapassagem, e que não existam troços de estrada com mais de 1,5 km sucessivos onde não seja permitido realizar as manobras de ultrapassagem.

Quando o traçado e/ou o perfil longitudinal não proporcionarem oportunidades suficientes de ultrapassagem, devem aplicar-se medidas de modo a incrementar a percentagem de zonas de ultrapassagem, como por exemplo a construção de vias adicionais, como descrito no capítulo 4 deste trabalho.

No caso de estudo desta dissertação, o mais trabalhoso foi a verificação, em todo o troço, se a distância de visibilidade cumpria ou não o valor imposto pelas normas para a velocidade de tráfego considerada. Os valores obtidos, dada a metodologia usada estão, obviamente, sujeitos ao erro humano. Os resultados permitiram o estudo das condições de operação oferecidas aos condutores bem como a identificação de problemas no que respeita às distâncias de visibilidade de ultrapassagem existentes e ainda a identificação de algumas medidas mitigadoras que possam conduzir a melhores condições de operação.

6.2. PERSPETIVAS FUTURAS

Em desenvolvimentos futuros seria interessante e de extrema utilidade desenvolver uma ferramenta automática para a medição das distâncias de visibilidade quer em planta quer em perfil longitudinal bem como para o cálculo da percentagem de zonas de ultrapassagem e ainda para a identificação de zonas críticas com mais de 1,5 km sem oportunidade de ultrapassar.

A determinação da distância de visibilidade para cada ponto da estrada passaria a ser muito mais rápida, fácil e precisa. Assim, os projetistas poderiam saber, em poucos segundos, se o traçado cumpriria ou não os requisitos mínimos, as zonas que deveriam sofrer alterações bem como o nível de serviço que a rodovia oferece aos seus utentes, dado o facto da percentagem de zonas de não ultrapassagem ser um dos parâmetros fundamentais, segundo o *Highway Capacity Manual*, para a determinação do nível de serviço em estradas de duas vias e dois sentidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AASHTO, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. 1994, Washington D.C.
2. Glennon, J.C., *New and improved model of passing sight distance on two-lane highways*. Transportation Research Record, 1988(1195): p. 132-137.
3. INIR, *Revisão da Norma de Traçado*. 2011.
4. Roque, C.d.A., *Sinalização de proibição de ultrapassagem*, I.d.I.-E.R. InIR, I.P, Editor. 2009.
5. *Sebenta de Circulação e Transporte 2*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
6. JAE, *Normas do Traçado*. 1994: Almada, Portugal.
7. AASHTO, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. 2011. 912.
8. CEMT, *Règles européennes en matière de circulation et de signalisation routières*. 1974.
9. da Costa, A.H.P. and J.M.G. Macedo, *Engenharia de Tráfego: Conceitos Básicos*, in *Manual de Planeamento das Acessibilidades e da Gestão Viária*, C.d.C.e.D.R.d.N. CCDR-N, Editor. 2008.
10. Hassan, Y., A. Abd El Halim, and S. Easa, *Design considerations for passing sight distance and passing zones*. Transportation research circular, 1998(E-C003): p. 35: 1-13.
11. FHWA, F.H.A., *MUTCD, Manual on uniform traffic control devices*, in *US: Department of Transportation*, U.S.D.o. Transportation, Editor. 2009: Washington D.C.
12. TRC, T.R., *HCM, Highway capacity manual*. 2010, Transportation Research Board: Washington D.C. p. 3 vol. (dossiers)-3 vol. (dossiers).
13. Hassan, Y., S.M. Easa, and A.O. Abd El Halim, *Passing sight distance on two-lane highways: Review and revision*. Transportation Research Part A: Policy and Practice, 1996. **30**(6): p. 453-467.
14. Harwood, D.W., J.M. Mason, and R.E. Brydia, *Intersection sight distance design practices*. 1996: p. 32.1-32.23.
15. Jacob, Â.M.G., *Análise de Manobras de Ultrapassagem em Ambiente Virtual*. 2005, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
16. Roque, C.d.A., *Proposta de Uniformização dos Critérios de Sinalização de Proibição de Ultrapassagem*, in *3º Congresso Rodoviário Português*. 2004: Lisboa.
17. Wang, Y. and M.P. Cartmell, *New model for passing sight distance on two-lane highways*. Journal of Transportation Engineering, 1998. **124**(6): p. 536-544.
18. Rodrigues, C.M., C. de Almeida Roque, and J.M.G. Macedo, *Sinalização Rodoviária*, in *Manual do Planeamento de Acessibilidades e Transportes*, C.d.C.e.D.R.d.N. CCDR-N, Editor. 2008.
19. Roque, C.d.A., *Sinalização Vertical*. 2005.
20. JAE, *Norma de Marcas Rodoviárias*, J.A.d. Estradas, Editor. 1992: Almada, Portugal.
21. Roque, C.d.A., *Marcação Rodoviária*. 2005.
22. DNIT, *Manual de Sinalização Rodoviária*, D.N.d.I.d. Transportes, Editor. 2010, Ministério dos Transportes: Rio de Janeiro.

ANEXOS

PLANTA

Disponível em formato digital.

PERFIL LONGITUDINAL

Disponível em formato digital.

PERFIL TRANSVERSAL TIPO

Disponível em formato digital.

RESULTADOS

RESULTADOS DO SENTIDO 1

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
668+160	OK	OK	OK	<240 m
668+180	OK	OK	OK	
668+200	OK	OK	OK	
668+220	OK	OK	OK	
668+240	OK	428	428	
668+260	OK	411	411	
668+280	OK	391	391	
668+300	OK	371	371	
668+320	OK	352	352	
668+340	OK	334	334	
668+360	OK	335	335	
668+380	OK	297	297	
668+400	OK	282	282	
668+420	OK	263	263	
668+440	OK	246	246	
668+460	OK	229	229	
668+480	OK	213	213	
668+500	OK	198	198	
668+520	OK	186	186	
668+540	OK	175	175	
668+560	OK	166	166	
668+580	OK	164	164	
668+600	OK	154	154	
668+620	OK	149	149	
668+640	OK	150	150	
668+660	OK	148	148	
668+680	OK	147	147	
668+700	OK	147	147	
668+720	OK	147	147	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
668+740	OK	147	147	
668+760	OK	147	147	
668+780	OK	147	147	
668+800	OK	147	147	
668+820	OK	147	147	
668+840	OK	147	147	
668+860	OK	151	151	
668+880	OK	150	150	
668+900	OK	153	153	
668+920	OK	156	156	
668+940	OK	165	165	
668+960	OK	187	187	
668+980	OK	246	246	
669+000	OK	OK	OK	
669+020	OK	OK	OK	
669+040	OK	OK	OK	
669+060	OK	OK	OK	
669+080	OK	OK	OK	
669+100	OK	OK	OK	
669+120	OK	OK	OK	
669+140	OK	OK	OK	
669+160	OK	OK	OK	
669+180	OK	OK	OK	
669+200	OK	OK	OK	
669+220	OK	OK	OK	
669+240	OK	OK	OK	
669+260	OK	OK	OK	
669+280	OK	OK	OK	
669+300	OK	OK	OK	
669+320	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
669+340	OK	OK	OK	
669+360	OK	OK	OK	
669+380	OK	OK	OK	
669+400	OK	OK	OK	
669+420	OK	OK	OK	
669+440	OK	OK	OK	
669+460	OK	425	425	
669+480	OK	406	406	
669+500	OK	387	387	
669+520	OK	367	367	
669+540	OK	350	350	
669+560	432	332	332	
669+580	415	313	313	
669+600	397	294	294	
669+620	380	279	279	
669+640	364	261	261	
669+660	347	243	243	
669+680	333	228	228	
669+700	318	212	212	
669+720	304	200	200	
669+740	292	187	187	
669+760	282	177	177	
669+780	274	170	170	
669+800	268	165	165	
669+820	266	163	163	
669+840	265	161	161	
669+860	265	168	168	
669+880	265	180	180	
669+900	265	208	208	
669+920	265	302	265	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
669+940	265	OK	265	
669+960	265	OK	265	
669+980	265	OK	265	
670+000	265	OK	265	
670+020	265	OK	265	
670+040	265	OK	265	
670+060	265	OK	265	
670+080	265	OK	265	
670+100	266	OK	266	
670+120	272	OK	272	
670+140	289	OK	289	
670+160	317	OK	317	
670+180	398	OK	398	
670+200	OK	OK	OK	<240 m
670+220	OK	OK	OK	
670+240	OK	428	428	
670+260	OK	407	407	
670+280	OK	388	388	
670+300	OK	370	370	
670+320	OK	352	352	
670+340	OK	334	334	
670+360	OK	315	315	
670+380	OK	297	297	
670+400	OK	281	281	
670+420	OK	264	264	
670+440	OK	248	248	
670+460	OK	233	233	
670+480	OK	217	217	
670+500	OK	205	205	
670+520	OK	195	195	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
670+540	OK	186	186	
670+560	OK	179	179	
670+580	OK	175	175	
670+600	OK	173	173	
670+620	OK	172	172	
670+640	OK	172	172	
670+660	OK	172	172	
670+680	OK	172	172	
670+700	OK	174	174	
670+720	OK	177	177	
670+740	OK	184	184	
670+760	OK	202	202	
670+780	OK	247	247	
670+800	OK	406	406	
670+820	OK	OK	OK	
670+840	OK	OK	OK	
670+860	OK	OK	OK	
670+880	OK	OK	OK	
670+900	OK	OK	OK	
670+920	OK	OK	OK	
670+940	OK	OK	OK	
670+960	OK	OK	OK	
670+980	OK	OK	OK	
671+000	OK	OK	OK	
671+020	OK	OK	OK	
671+040	OK	OK	OK	
671+060	OK	OK	OK	
671+080	OK	OK	OK	
671+100	OK	OK	OK	
671+120	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
671+140	OK	OK	OK	
671+160	OK	OK	OK	
671+180	OK	OK	OK	
671+200	OK	OK	OK	
671+220	OK	OK	OK	
671+240	OK	OK	OK	
671+260	OK	OK	OK	
671+280	OK	OK	OK	
671+300	OK	OK	OK	
671+320	OK	OK	OK	
671+340	OK	OK	OK	
671+360	OK	OK	OK	
671+380	OK	OK	OK	
671+400	OK	OK	OK	
671+420	OK	OK	OK	
671+440	OK	OK	OK	
671+460	OK	OK	OK	
671+480	OK	OK	OK	
671+500	OK	OK	OK	
671+520	OK	OK	OK	
671+540	OK	OK	OK	
671+560	OK	OK	OK	
671+580	OK	OK	OK	
671+600	OK	OK	OK	
671+620	OK	OK	OK	
671+640	OK	OK	OK	
671+660	OK	OK	OK	
671+680	OK	OK	OK	
671+700	OK	OK	OK	
671+720	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
671+740	OK	OK	OK	
671+760	OK	OK	OK	
671+780	OK	OK	OK	
671+800	OK	OK	OK	
671+820	OK	OK	OK	
671+840	OK	OK	OK	
671+860	OK	OK	OK	
671+880	OK	OK	OK	
671+900	OK	OK	OK	
671+920	OK	OK	OK	
671+940	OK	OK	OK	
671+960	OK	OK	OK	
671+980	OK	OK	OK	
672+000	OK	431	431	
672+020	OK	415	415	
672+040	OK	395	395	
672+060	OK	378	378	
672+080	OK	361	361	
672+100	OK	343	343	
672+120	OK	326	326	
672+140	OK	312	312	
672+160	OK	296	296	
672+180	OK	284	284	
672+200	OK	270	270	
672+220	OK	259	259	
672+240	OK	253	253	
672+260	OK	244	244	
672+280	OK	241	241	
672+300	OK	241	241	
672+320	OK	240	240	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
672+340	OK	240	240	
672+360	OK	240	240	
672+380	OK	240	240	
672+400	OK	240	240	
672+420	OK	240	240	
672+440	OK	240	240	
672+460	OK	240	240	
672+480	OK	240	240	
672+500	OK	240	240	
672+520	OK	240	240	
672+540	OK	240	240	
672+560	OK	240	240	
672+580	OK	240	240	
672+600	OK	240	240	
672+620	OK	240	240	
672+640	OK	241	241	
672+660	OK	249	249	
672+680	OK	263	263	
672+700	OK	306	306	
672+720	OK	409	409	
672+740	OK	OK	OK	
672+760	OK	OK	OK	
672+780	OK	OK	OK	
672+800	OK	OK	OK	< 240 m
672+820	OK	OK	OK	
672+840	OK	OK	OK	
672+860	OK	OK	OK	
672+880	431	OK	431	
672+900	413	OK	413	
672+920	396	OK	396	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
672+940	377	OK	377	
672+960	360	OK	360	
672+980	343	OK	343	
673+000	326	OK	326	
673+020	310	OK	310	
673+040	295	OK	295	
673+060	281	OK	281	
673+080	268	OK	268	
673+100	258	OK	258	
673+120	249	OK	249	
673+140	243	OK	243	
673+160	240	OK	240	
673+180	240	OK	240	
673+200	240	OK	240	
673+220	240	OK	240	
673+240	240	OK	240	
673+260	240	OK	240	
673+280	240	OK	240	
673+300	240	OK	240	
673+320	240	OK	240	
673+340	240	OK	240	
673+360	240	OK	240	
673+380	240	OK	240	
673+400	240	OK	240	
673+420	240	OK	240	
673+440	240	OK	240	
673+460	240	OK	240	
673+480	240	OK	240	
673+500	240	OK	240	
673+520	240	OK	240	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
673+540	240	OK	240	
673+560	240	OK	240	
673+580	240	OK	240	
673+600	244	OK	244	
673+620	255	OK	255	
673+640	283	OK	283	
673+660	367	OK	367	
673+680	OK	OK	OK	
673+700	OK	OK	OK	
673+720	OK	OK	OK	
673+740	OK	OK	OK	<240 m
673+760	OK	OK	OK	
673+780	OK	OK	OK	
673+800	OK	OK	OK	
673+820	OK	OK	OK	
673+840	OK	429	429	
673+860	OK	410	410	
673+880	OK	391	391	
673+900	OK	374	374	
673+920	OK	355	355	
673+940	OK	337	337	
673+960	OK	320	320	
673+980	OK	303	303	
674+000	OK	287	287	
674+020	OK	273	273	
674+040	OK	258	258	
674+060	OK	244	244	
674+080	OK	234	234	
674+100	OK	224	224	
674+120	OK	219	219	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
674+140	OK	216	216	
674+160	OK	216	216	
674+180	OK	216	216	
674+200	OK	216	216	
674+220	OK	216	216	
674+240	OK	216	216	
674+260	OK	216	216	
674+280	OK	216	216	
674+300	OK	216	216	
674+320	OK	216	216	
674+340	OK	216	216	
674+360	OK	216	216	
674+380	OK	216	216	
674+400	OK	216	216	
674+420	OK	216	216	
674+440	OK	216	216	
674+460	OK	216	216	
674+480	OK	216	216	
674+500	OK	216	216	
674+520	OK	216	216	
674+540	OK	216	216	
674+560	OK	221	221	
674+580	OK	236	236	
674+600	OK	275	275	
674+620	OK	398	398	
674+640	OK	OK	OK	
674+660	OK	OK	OK	
674+680	OK	OK	OK	<240 m
674+700	OK	OK	OK	
674+720	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
674+740	OK	OK	OK	
674+760	OK	OK	OK	
674+780	OK	OK	OK	
674+800	OK	425	425	
674+820	OK	406	406	
674+840	OK	386	386	
674+860	OK	370	370	
674+880	OK	349	349	
674+900	OK	331	331	
674+920	OK	313	313	
674+940	OK	295	295	
674+960	OK	278	278	
674+980	OK	261	261	
675+000	OK	244	244	
675+020	OK	230	230	
675+040	OK	216	216	
675+060	OK	204	204	
675+080	OK	193	193	
675+100	OK	185	185	
675+120	OK	179	179	
675+140	OK	175	175	
675+160	OK	174	174	
675+180	OK	173	173	
675+200	OK	173	173	
675+220	OK	173	173	
675+240	OK	173	173	
675+260	OK	173	173	
675+280	OK	173	173	
675+300	OK	173	173	
675+320	OK	173	173	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
675+340	OK	173	173	
675+360	OK	173	173	
675+380	OK	173	173	
675+400	OK	173	173	
675+420	OK	173	173	
675+440	OK	173	173	
675+460	OK	173	173	
675+480	OK	173	173	
675+500	OK	173	173	
675+520	OK	173	173	
675+540	OK	173	173	
675+560	OK	173	173	
675+580	OK	173	173	
675+600	OK	173	173	
675+620	OK	176	176	
675+640	OK	180	180	
675+660	OK	191	191	
675+680	OK	213	213	
675+700	OK	281	281	
675+720	OK	OK	OK	
675+740	OK	OK	OK	
675+760	OK	OK	OK	
675+780	OK	OK	OK	
675+800	OK	OK	OK	
675+820	OK	OK	OK	
675+840	OK	OK	OK	
675+860	OK	OK	OK	
675+880	OK	OK	OK	
675+900	OK	OK	OK	
675+920	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
675+940	OK	OK	OK	
675+960	OK	OK	OK	
675+980	OK	OK	OK	
676+000	OK	OK	OK	
676+020	OK	OK	OK	
676+040	OK	OK	OK	
676+060	OK	OK	OK	
676+080	OK	OK	OK	
676+100	OK	OK	OK	
676+120	OK	OK	OK	
676+140	OK	OK	OK	
676+160	OK	OK	OK	
676+180	OK	OK	OK	
676+200	OK	OK	OK	
676+220	OK	OK	OK	
676+240	OK	OK	OK	
676+260	OK	OK	OK	
676+280	OK	OK	OK	
676+300	OK	OK	OK	
676+320	OK	OK	OK	
676+340	432	OK	432	
676+360	412	OK	412	
676+380	394	OK	394	
676+400	376	OK	376	
676+420	360	OK	360	
676+440	342	OK	342	
676+460	326	OK	326	
676+480	310	OK	310	
676+500	296	OK	296	
676+520	280	OK	280	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
676+540	268	OK	268	
676+560	257	OK	257	
676+580	249	OK	249	
676+600	243	OK	243	
676+620	241	OK	241	
676+640	240	OK	240	
676+660	240	OK	240	
676+680	240	OK	240	
676+700	240	OK	240	
676+720	240	OK	240	
676+740	240	OK	240	
676+760	240	OK	240	
676+780	240	OK	240	
676+800	240	OK	240	
676+820	240	OK	240	
676+840	240	OK	240	
676+860	240	OK	240	
676+880	240	OK	240	
676+900	240	OK	240	
676+920	240	OK	240	
676+940	240	OK	240	
676+960	240	OK	240	
676+980	240	OK	240	
677+000	240	OK	240	
677+020	240	OK	240	
677+040	240	OK	240	
677+060	240	OK	240	
677+080	240	OK	240	
677+100	240	OK	240	
677+120	241	OK	241	

Quilometragem	Verificação DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
677+140	245	OK	245	
677+160	259	OK	259	
677+180	287	OK	287	
677+200	372	OK	372	
677+220	OK	OK	OK	
677+240	OK	OK	OK	< 240 m
677+260	OK	OK	OK	
Comprimento de estrada com visibilidade (m)	6800	4840	2260	
% ZONAS ULTRAPASSAGEM	75	53	25	

RESULTADOS DO SENTIDO 2

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
668+160	252	343	252	
668+180	252	343	252	
668+200	252	343	252	
668+220	252	343	252	
668+240	252	353	252	
668+260	254	355	254	
668+280	259	368	259	
668+300	267	361	267	
668+320	277	381	277	
668+340	289	386	289	
668+360	302	382	302	
668+380	316	408	316	
668+400	332	423	332	
668+420	364	OK	364	
668+440	365	OK	365	
668+460	387	OK	387	
668+480	399	OK	399	
668+500	417	OK	417	
668+520	436	OK	436	
668+540	OK	OK	OK	
668+560	OK	OK	OK	
668+580	OK	OK	OK	
668+600	OK	OK	OK	<240 m
668+620	OK	OK	OK	
668+640	OK	OK	OK	
668+660	OK	OK	OK	
668+680	OK	277	277	
668+700	OK	196	196	
668+720	OK	172	172	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
668+740	OK	158	158	
668+760	OK	152	152	
668+780	OK	148	148	
668+800	OK	147	147	
668+820	OK	147	147	
668+840	OK	147	147	
668+860	OK	147	147	
668+880	OK	147	147	
668+900	OK	147	147	
668+920	OK	147	147	
668+940	OK	147	147	
668+960	OK	147	147	
668+980	OK	147	147	
669+000	OK	147	147	
669+020	OK	147	147	
669+040	OK	149	149	
669+060	OK	152	152	
669+080	OK	157	157	
669+100	OK	163	163	
669+120	OK	172	172	
669+140	OK	183	183	
669+160	OK	195	195	
669+180	OK	209	209	
669+200	OK	224	224	
669+220	OK	240	240	
669+240	OK	257	257	
669+260	OK	274	274	
669+280	OK	293	293	
669+300	OK	310	310	
669+320	OK	329	329	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
669+340	OK	347	347	
669+360	OK	367	367	
669+380	OK	386	386	
669+400	OK	404	404	
669+420	OK	425	425	
669+440	OK	OK	OK	
669+460	OK	OK	OK	
669+480	OK	OK	OK	
669+500	OK	OK	OK	
669+520	OK	OK	OK	
669+540	OK	OK	OK	
669+560	OK	OK	OK	
669+580	OK	OK	OK	
669+600	OK	OK	OK	
669+620	OK	OK	OK	
669+640	OK	OK	OK	
669+660	OK	OK	OK	
669+680	OK	OK	OK	
669+700	OK	OK	OK	
669+720	OK	OK	OK	
669+740	OK	OK	OK	
669+760	OK	OK	OK	
669+780	OK	OK	OK	
669+800	OK	OK	OK	
669+820	OK	OK	OK	
669+840	OK	OK	OK	
669+860	OK	OK	OK	
669+880	OK	OK	OK	
669+900	OK	259	259	
669+920	OK	198	198	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
669+940	OK	179	179	
669+960	OK	168	168	
669+980	OK	168	168	
670+000	381	161	161	
670+020	312	167	167	
670+040	284	174	174	
670+060	272	179	179	
670+080	266	190	190	
670+100	265	203	203	
670+120	265	232	232	
670+140	265	232	232	
670+160	265	250	250	
670+180	265	264	264	
670+200	265	282	265	
670+220	265	299	265	
670+240	265	317	265	
670+260	265	335	265	
670+280	265	354	265	
670+300	265	373	265	
670+320	265	391	265	
670+340	265	410	265	
670+360	265	429	265	
670+380	269	OK	269	
670+400	275	OK	275	
670+420	283	OK	283	
670+440	294	OK	294	
670+460	306	OK	306	
670+480	319	OK	319	
670+500	334	OK	334	
670+520	349	OK	349	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
670+540	365	OK	365	
670+560	382	OK	382	
670+580	399	OK	399	
670+600	417	OK	417	
670+620	434	OK	434	
670+640	OK	OK	OK	<240 m
670+660	OK	OK	OK	
670+680	OK	280	280	
670+700	OK	214	214	
670+720	OK	191	191	
670+740	OK	180	180	
670+760	OK	174	174	
670+780	OK	172	172	
670+800	OK	172	172	
670+820	OK	172	172	
670+840	OK	172	172	
670+860	OK	172	172	
670+880	OK	174	174	
670+900	OK	177	177	
670+920	OK	183	183	
670+940	OK	191	191	
670+960	OK	201	201	
670+980	OK	214	214	
671+000	OK	226	226	
671+020	OK	242	242	
671+040	OK	257	257	
671+060	OK	276	276	
671+080	OK	291	291	
671+100	OK	308	308	
671+120	OK	327	327	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
671+140	OK	344	344	
671+160	OK	363	363	
671+180	OK	382	382	
671+200	OK	400	400	
671+220	OK	419	419	
671+240	OK	439	439	
671+260	OK	OK	OK	
671+280	OK	OK	OK	
671+300	OK	OK	OK	
671+320	OK	OK	OK	
671+340	OK	OK	OK	
671+360	OK	OK	OK	
671+380	OK	OK	OK	
671+400	OK	OK	OK	
671+420	OK	OK	OK	
671+440	OK	OK	OK	
671+460	OK	OK	OK	
671+480	OK	OK	OK	
671+500	OK	OK	OK	
671+520	OK	OK	OK	
671+540	OK	OK	OK	
671+560	OK	OK	OK	
671+580	OK	OK	OK	
671+600	OK	OK	OK	
671+620	OK	OK	OK	
671+640	OK	OK	OK	
671+660	OK	OK	OK	
671+680	OK	OK	OK	
671+700	OK	OK	OK	
671+720	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
671+740	OK	OK	OK	
671+760	OK	OK	OK	
671+780	OK	OK	OK	
671+800	OK	OK	OK	
671+820	OK	OK	OK	
671+840	OK	OK	OK	
671+860	OK	OK	OK	
671+880	OK	OK	OK	
671+900	OK	OK	OK	
671+920	OK	OK	OK	
671+940	OK	OK	OK	
671+960	OK	OK	OK	
671+980	OK	OK	OK	
672+000	OK	OK	OK	
672+020	OK	OK	OK	
672+040	OK	OK	OK	
672+060	OK	OK	OK	
672+080	OK	OK	OK	
672+100	OK	OK	OK	
672+120	OK	OK	OK	
672+140	OK	OK	OK	
672+160	OK	OK	OK	
672+180	OK	OK	OK	
672+200	OK	OK	OK	
672+220	OK	OK	OK	
672+240	OK	OK	OK	
672+260	OK	OK	OK	
672+280	OK	OK	OK	
672+300	OK	OK	OK	
672+320	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
672+340	OK	OK	OK	
672+360	OK	OK	OK	
672+380	OK	OK	OK	
672+400	OK	OK	OK	
672+420	OK	OK	OK	
672+440	OK	363	363	
672+460	OK	287	287	
672+480	OK	257	257	
672+500	OK	246	246	
672+520	OK	241	241	
672+540	OK	240	240	
672+560	OK	240	240	
672+580	OK	240	240	
672+600	OK	240	240	
672+620	OK	240	240	
672+640	OK	240	240	
672+660	OK	240	240	
672+680	OK	240	240	
672+700	OK	240	240	
672+720	OK	240	240	
672+740	OK	240	240	
672+760	OK	240	240	
672+780	OK	240	240	
672+800	OK	240	240	
672+820	OK	240	240	
672+840	OK	240	240	
672+860	OK	240	240	
672+880	OK	240	240	
672+900	OK	246	246	
672+920	OK	253	253	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
672+940	OK	262	262	
672+960	OK	273	273	
672+980	OK	286	286	
673+000	OK	300	300	
673+020	OK	315	315	
673+040	OK	332	332	
673+060	OK	348	348	
673+080	OK	367	367	
673+100	OK	383	383	
673+120	OK	402	402	
673+140	OK	419	419	
673+160	OK	438	438	
673+180	OK	OK	OK	
673+200	OK	OK	OK	
673+220	OK	OK	OK	
673+240	OK	OK	OK	<240 m
673+260	OK	OK	OK	
673+280	OK	OK	OK	
673+300	OK	OK	OK	
673+320	354	OK	354	
673+340	283	OK	283	
673+360	255	OK	255	
673+380	244	OK	244	
673+400	240	OK	240	
673+420	240	OK	240	
673+440	240	OK	240	
673+460	240	OK	240	
673+480	240	OK	240	
673+500	240	OK	240	
673+520	240	OK	240	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
673+540	240	OK	240	
673+560	240	OK	240	
673+580	240	OK	240	
673+600	240	OK	240	
673+620	240	OK	240	
673+640	240	OK	240	
673+660	240	OK	240	
673+680	240	OK	240	
673+700	240	OK	240	
673+720	240	OK	240	
673+740	240	OK	240	
673+760	240	OK	240	
673+780	240	OK	240	
673+800	240	OK	240	
673+820	240	OK	240	
673+840	243	OK	243	
673+860	250	OK	250	
673+880	259	OK	259	
673+900	268	OK	268	
673+920	281	OK	281	
673+940	297	OK	297	
673+960	313	OK	313	
673+980	326	OK	326	
674+000	344	OK	344	
674+020	359	OK	359	
674+040	377	OK	377	
674+060	395	OK	395	
674+080	414	OK	414	
674+100	431	OK	431	
674+120	OK	OK	OK	<240 m

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
674+140	OK	OK	OK	
674+160	OK	OK	OK	
674+180	OK	OK	OK	
674+200	OK	OK	OK	
674+220	OK	OK	OK	
674+240	OK	OK	OK	
674+260	OK	OK	OK	
674+280	OK	321	321	
674+300	OK	253	253	
674+320	OK	228	228	
674+340	OK	219	219	
674+360	OK	216	216	
674+380	OK	216	216	
674+400	OK	216	216	
674+420	OK	216	216	
674+440	OK	216	216	
674+460	OK	216	216	
674+480	OK	216	216	
674+500	OK	216	216	
674+520	OK	216	216	
674+540	OK	216	216	
674+560	OK	216	216	
674+580	OK	216	216	
674+600	OK	216	216	
674+620	OK	216	216	
674+640	OK	216	216	
674+660	OK	216	216	
674+680	OK	216	216	
674+700	OK	216	216	
674+720	OK	216	216	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
674+740	OK	216	216	
674+760	OK	217	217	
674+780	OK	221	221	
674+800	OK	228	228	
674+820	OK	239	239	
674+840	OK	250	250	
674+860	OK	264	264	
674+880	OK	279	279	
674+900	OK	294	294	
674+920	OK	311	311	
674+940	OK	328	328	
674+960	OK	345	345	
674+980	OK	363	363	
675+000	OK	381	381	
675+020	OK	405	405	
675+040	OK	419	419	
675+060	OK	438	438	
675+080	OK	OK	OK	
675+100	OK	OK	OK	
675+120	OK	OK	OK	
675+140	OK	OK	OK	
675+160	OK	OK	OK	<240 m
675+180	OK	OK	OK	
675+200	OK	OK	OK	
675+220	OK	OK	OK	
675+240	OK	270	270	
675+260	OK	211	211	
675+280	OK	189	189	
675+300	OK	180	180	
675+320	OK	176	176	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
675+340	OK	173	173	
675+360	OK	173	173	
675+380	OK	173	173	
675+400	OK	173	173	
675+420	OK	173	173	
675+440	OK	173	173	
675+460	OK	173	173	
675+480	OK	173	173	
675+500	OK	173	173	
675+520	OK	173	173	
675+540	OK	173	173	
675+560	OK	173	173	
675+580	OK	173	173	
675+600	OK	173	173	
675+620	OK	173	173	
675+640	OK	173	173	
675+660	OK	173	173	
675+680	OK	173	173	
675+700	OK	173	173	
675+720	OK	173	173	
675+740	OK	173	173	
675+760	OK	173	173	
675+780	OK	173	173	
675+800	OK	176	176	
675+820	OK	180	180	
675+840	OK	186	186	
675+860	OK	194	194	
675+880	OK	205	205	
675+900	OK	217	217	
675+920	OK	231	231	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
675+940	OK	247	247	
675+960	OK	263	263	
675+980	OK	281	281	
676+000	OK	297	297	
676+020	OK	314	314	
676+040	OK	332	332	
676+060	OK	351	351	
676+080	OK	369	369	
676+100	OK	388	388	
676+120	OK	407	407	
676+140	OK	426	426	
676+160	OK	OK	OK	
676+180	OK	OK	OK	
676+200	OK	OK	OK	
676+220	OK	OK	OK	
676+240	OK	OK	OK	
676+260	OK	OK	OK	
676+280	OK	OK	OK	
676+300	OK	OK	OK	
676+320	OK	OK	OK	
676+340	OK	OK	OK	
676+360	OK	OK	OK	
676+380	OK	OK	OK	
676+400	OK	OK	OK	
676+420	OK	OK	OK	
676+440	OK	OK	OK	
676+460	OK	OK	OK	
676+480	OK	OK	OK	
676+500	OK	OK	OK	
676+520	OK	OK	OK	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
676+540	OK	OK	OK	
676+560	OK	OK	OK	
676+580	OK	OK	OK	
676+600	OK	OK	OK	
676+620	OK	OK	OK	
676+640	OK	OK	OK	
676+660	OK	OK	OK	
676+680	OK	OK	OK	
676+700	OK	OK	OK	
676+720	OK	OK	OK	
676+740	OK	OK	OK	
676+760	OK	OK	OK	
676+780	353	OK	353	
676+800	282	OK	282	
676+820	255	OK	255	
676+840	244	OK	244	
676+860	240	OK	240	
676+880	240	OK	240	
676+900	240	OK	240	
676+920	240	OK	240	
676+940	240	OK	240	
676+960	240	OK	240	
676+980	240	OK	240	
677+000	240	OK	240	
677+020	240	OK	240	
677+040	240	OK	240	
677+060	240	OK	240	
677+080	240	OK	240	
677+100	240	OK	240	
677+120	240	OK	240	

Quilometragem	Verificação da DVU (m)			Observações
	Perfil	Planta	Combinação	
677+140	240	OK	240	
677+160	240	OK	240	
677+180	240	OK	240	
677+200	240	OK	240	
677+220	240	OK	240	
677+240	240	OK	240	
677+260	240	OK	240	
Comprimento de estrada com visibilidade (m)	6800	4580	2260	
% ZONAS ULTRAPASSAGEM	75	50	25	

MARCAÇÃO RODOVIÁRIA

Disponível em formato digital.

